

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Présenté par: BOUTICHE

Nassiba Asma DJERIDI

Soumia

Sujet du mémoire

***Etude en laboratoire des caractéristiques
de compressibilité et de cisaillement d'un
sol argileux traité par la chaux***

Soutenu publiquement le 15/08/2021 devant le jury composé de:

<i>M. RABAHI</i>	<i>Abderezak</i>	<i>Président</i>
<i>M. KRIM</i>	<i>Abdallah</i>	<i>Rapporteur</i>
<i>M. KERROUM</i>	<i>Nadir</i>	<i>Examineur</i>
<i>M. DJEBLI</i>	<i>Benyagoub</i>	<i>Examineur</i>

Promotion: 2020-2021

*R*emerciement

Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la bonne voie.

Ainsi Nous remercions très chaleureusement notre encadreur Dr. M. KRIM Abdallah pour tous ses conseils et ses orientations pour la réalisation de ce travail.

Aux membres du jury qui ont bien voulu lire et évaluer le présent Mémoire

Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés et témoigner leur sympathie

Dédicace

*A nos chers parents, pour leurs dévouements, leurs amours, leur compréhension, leurs sacrifices, leur tendresse, leurs prières et leur patience a
notre égard.*

*Nos chers frères et sœurs : Pour leurs soutien durant toute la période
de nos études.*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce
travail.*

Sommaire

ملخص.....	1
Résumé.....	2
Abstract.....	3
Liste des figures.....	4
Liste des tableaux.....	8
Liste des symboles.....	9
Introduction générale.....	11
Chapitre 1: Sols argileux gonflants.....	14
1.1. Introduction.....	15
1.2. Les sols gonflants en Algérie.....	15
1.3. Nature des sols gonflants.....	16
1.4. Nature du phénomène retrait – gonflement.....	24
1.5. Mécanisme du phénomène.....	26
1.6. Construction dans les zones gonflantes.....	27
1.6.1 Cas des bâtiments.....	28
1.7. Conclusion.....	29
Chapitre 2: Méthodes d'amélioration des sols argileux.....	31
2.1. Introduction.....	32
2.2. Identification et classification des sols argileux.....	32
2.2.1. Caractérisation des sols argileux.....	32
2.2.2. Les argiles.....	32
2.2.3. Différents types d'argiles.....	33
2.2.4. Les limons (silts).....	34
2.2.5. Les marnes.....	34
2.2.6. Définition des minéraux argileux.....	35
2.3. Principaux problèmes des sols instables.....	36
2.3.1. Phénomène de gonflement.....	36
2.3.2. Tassements.....	37
2.3.3 Glissements.....	37
2.4. Quelques cas pathologiques.....	37

2.4.1. Cas des bâtiments.....	37
2.4.2. Cas des chaussées.....	38
2.5. Technique d'amélioration des sols.....	39
2.5.1. Méthodes mécaniques.....	39
2.5.1.1. Méthode de substitution.....	39
2.5.1.2. Compactage de surface.....	39
2.5.1.3. Compactage dynamique.....	39
2.5.1.4. Procédé du vibrocompactage.....	40
2.5.2. Méthodes hydromécaniques.....	41
2.5.2.1. Procédé du préchargement ou précompression.....	41
2.5.2.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux.....	41
2.5.3. Méthodes thermiques.....	42
2.5.3.1. Procédé de la déshydratation.....	42
2.5.3.2. Procédé de congélation.....	42
2.5.4. Méthodes chimiques.....	43
2.5.4.1. Utilisation de la chaux.....	44
2.5.4.2. Utilisation du ciment.....	44
2.5.4.3. Utilisation des ajouts cimentaires.....	45
2.6. Conclusion.....	46
Chapitre 3: Dispositif expérimental et caractéristiques des matériaux utilisés.....	47
3.1. Introduction.....	48
3.1.1 Organisation des essais.....	48
3.2. Analyse granulométrique par voie sèche.....	48
3.2.1. Appareillage.....	48
3.2.2. Mode opératoire.....	48
3.3. Analyse granulométrique par sédimentométrie.....	50
3.3.1. Appareillage.....	50
3.3.2. Mode opératoire.....	50
3.4. Limites d'Atterberg et indice de plasticité.....	54
3.4.1 Principe de détermination des limites d'Atterberg.....	54
3.4.2. Mode opératoire.....	54

3.5. Poids spécifiques γ_s	56
3.5.1. Appareillage.....	56
3.5.2. Mode opératoire.....	56
3.5.3. Présentation des résultats.....	57
3.6. Valeur de bleu de méthylène (VBS).....	57
3.6.1. Appareillage et produit.....	57
3.6.2. Mode opératoire.....	58
3.7. Détermination de la teneur en carbonates CaCO_3	59
3.8. Détermination de la de la teneur en eau en sulfates.....	60
3.8.1. Mode opératoire.....	60
3.9. Essais mécaniques.....	62
3.9.1. Essai de compactage dans un moule Proctor.....	62
3.9.2. Appareillage.....	63
3.9.3. Mode opératoire.....	63
3.9.4. Expression des résultats.....	64
3.10. La chaux.....	66
3.11. Préparation des échantillons.....	67
3.11.1. Procédure d'essai de cisaillement.....	67
3.11.2. Description de l'essai.....	68
3.11.3. Principe de la méthode.....	68
3.11.4. Description de l'appareil.....	69
3.11.5. Boite de cisaillement à déformations contrôlées.....	70
3.11.6. Boite de cisaillement du laboratoire.....	70
3.11.7. Bâtis de consolidation.....	71
3.11.8. Poids.....	71
3.11.9. Installation de l'appareil.....	71
3.11.10. Utilisation de l'appareil.....	71
3.11.11. Mise en place de la boite et réglage des comparateurs.....	72
3.12. Essai de compressibilité à l'œdomètre.....	73
3.12.1. Définition de l'essai.....	73
3.12.2. But de l'essai.....	74
3.12.3. Déroulement de l'essai.....	74
3.12.4. Calculs élémentaires.....	75

3.12.5. Hauteur des plaines.....	75
3.12.6. Hauteur de l'eau finale.....	75
3.12.7. Hauteur initiale de l'éprouvette.....	75
3.12.8. Indice des vides.....	75
3.12.9. Principaux paramètres de compressibilité.....	76
3.12.10. Détermination de la pression de préconsolidation σ'_p	76
3.12.11. Indice de compression C_c	77
3.12.12. Détermination de l'indice de compression.....	78
3.12.13. Indice de gonflement C_s	78
3.12.14. Module œdométrique E_{oed}	78
3.12.15. Détermination du module œdométrique.....	79
3.12.16. Procès-verbal d'essai.....	79
3.12.17. Appareillage et étude expérimentale.....	79
3.12.18. Cellule œdométrique.....	80
3.12.19. Bague œdométrique.....	81
3.12.20. Eprouvette de matériau.....	81
3.12.21. Réservoir.....	81
3.12.22. Disques drainants.....	81
3.12.23. Système de mise en charge.....	81
3.12.24. Bâti.....	82
3.12.25. Dispositif d'application de l'effort sur l'éprouvette.....	82
3.12.26. Poids.....	83
3.12.27. Matériel complémentaire.....	83
3.12.28. Précautions concernant le moule œdométrique.....	84
3.13. Etude expérimentale.....	84
3.13.1. Préparation de l'éprouvette.....	84
3.13.2. Exécution de l'essai.....	85
3.14. Conclusion.....	86
Chapitre 4: Présentation et interprétation des résultats d'essais.....	87
4.1. Introduction.....	88
4.2. Variation des caractéristiques de compactage.....	88
4.3. Essais de cisaillement direct sur l'argile traitée par la chaux.....	90

4.3.1. Influence de la contrainte normale initiale appliquée.....	90
4.3.2. Influence du traitement par la chaux sur résistance au cisaillement.....	94
4.3.3. Effet de la contrainte normale sur la résistance maximale (τ_{\max}).....	95
4.3.4. Effet de l'ajout de la chaux sur la résistance maximale (τ_{\max}).....	96
4.3.5. Variation des paramètres de cisaillement.....	97
4.3.5.1. Variation de l'angle de frottement interne.....	97
4.3.5.2. Variation de la cohésion.....	97
4.4. Essais de compressibilité à l'œdomètre sur l'argile traitée par la chaux.....	98
4.4.1. Influence de l'ajout de la chaux sur les courbes œdométriques de l'argile.....	98
4.4.2. Influence de l'ajout de la chaux sur l'indice des vides.....	101
4.4.3. Influence de l'ajout de la chaux sur l'indice de compression (C_c) et de gonflement (C_s).....	101
4.4.4. Influence de l'ajout de la chaux sur la pression de preconsolidation (σ'_p).....	102
4.4.5. Influence de l'ajout de la chaux sur le module œdométrique $E_{\text{œd}}$	103
4.5. Conclusion.....	103
Conclusion générale et perspectives.....	105
Références bibliographiques.....	107

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة تأثير إضافة الجير على الخواص الفيزيائية الميكانيكية للتربة الطينية في منطقة تيارت. تم إخضاع العينات لاختبارات تحديد (تحليل حجم الجسيمات ، اختبار الميثيلين الأزرق ، حدود (Atterberg) ، اختبارات الضغط واختبارات القص المباشر وكذلك اختبارات انضغاط عداد المسافات. تمت إضافة الجير إلى التربة الطينية بمحتويات تتراوح من 0 إلى 6% تحت ثلاثة ضغوط عادية 100 و 200 و 300 كيلو باسكال. أدى استخدام هذه التركيبة (التربة + الجير) إلى تحسن كبير في معاملات الضغط والقص وقياس الأوزان.

الكلمات المفتاحية: الطين ، الجير ، الدمك ، الاختبار ، عداد الخطى ، المقاومة.

Résumé

Le but de ce projet est d'étudier l'influence de l'ajout de la chaux sur les propriétés physico mécaniques d'un sol argileux de la région de Tiaret. Les échantillons ont été soumis aux essais des d'identification (analyse granulométrique, essai de bleu de méthylène, limites d'Atterberg), les essais de compactage et essais de cisaillement direct ainsi que des essais de compressibilité à l'œdomètre. La chaux a été ajoutée au sol argileux avec des teneurs variant de 0 à 6%. L'utilisation de cette combinaison (sol + chaux) a aboutit à une amélioration appréciable des paramètres de compactage, de cisaillement et œdométriques.

Mots clés: Argile, chaux, compactage, essai, œdomètre, résistance.

Abstract

The aim of this project is to study the influence of the addition of lime on the physical and mechanical properties of a clay soil of Tiaret region. The samples were subjected to identification tests (particle size analysis, methylene blue test, Atterberg limits), compaction tests and direct shear tests also odometer compressibility tests. Lime was added to the clay soil with contents varying from 0 to 6%, under three normal stresses 100, 200 and 300 kPa. The use of this combination (soil + lime) resulted in an appreciable improvement in the compaction, shear and oedometric parameters.

Key words: Clay, lime, compaction, test, oedometer, resistance.

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre 1:

Figure 1.1: Structure d'un grain minéral.....	21
Figure 1.2: Structure de l'eau.....	22
Figure 1.3: Désordres de la structure au cours des périodes de la sécheresse (Région bordelaise).....	25
Figure 1.4: Exemple du phénomène de retrait et gonflement.....	27
Figure 1.5: fissures au niveau d'une structure de génie civil.....	29

Chapitre 2:

Figure 2.1: Structure de la kaolinite (Lambe, 1953).....	33
Figure 2.2: Structure de la montmorillonite (Lambe, 1953).....	33
Figure 2.3: Structure d'illite (Lambe, 1953).....	34
Figure 2.4: Fissures au niveau d'une structure de génie civil.....	38
Figure 2.5: Déformation d'une chaussée de sol instable.....	38
Figure 2.6: Types de compactage de surface (Lawton 2004).....	39
Figure 2.7: Chantier d'un compactage dynamique profond.....	40
Figure 2.8: Procédé du vibrocompactage.....	40
Figure 2.9: Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements (Bell 1993).....	41
Figure 2.10: Procédé d'installation des drains.....	42
Figure 2.11: Chantier utilisant la congélation du sol.....	43
Figure 2.12: Chantier de traitement d'un sol à la chaux (France 2009).....	44
Figure 2.13: Chantier de traitement du sol au ciment.....	45

Chapitre 3:

Figure 3.1: Préparation des échantillons.....	49
Figure 3.2: Mode opératoire l'essai analyse granulométrique par tamisage à sec.....	49
Figure 3.3: Préparation des échantillons.....	51
Figure 3.4: Mode opératoire l'essai analyse granulométrique par sédimentométrie.....	52
Figure 3.5: Courbe granulométrique de l'argile étudiée.....	53

Figure 3.6: Matériel pour détermination de la limite de liquidité et la limite de plasticité.....	55
Figure 3.7: Mode opératoire pour détermination de la limite de liquidité.....	55
Figure 3.8: Mode opératoire pour détermination de la limite de plasticité.....	56
Figure 3.9: Préparation de l'échantillon.....	56
Figure 3.10: Mode opératoire.....	57
Figure 3.11: Mesure de la masse totale.....	57
Figure 3.12: Mode opératoire d'essai de bleu méthylène.....	59
Figure 3.13: Schéma du calcimètre.....	60
Figure 3.14: Mode opératoire.....	60
Figure 3.15: Mode opératoire.....	62
Figure 3.16: Appareillage pour l'essai Proctor.....	63
Figure 3.17: Mode opératoire d'essai Proctor.....	65
Figure 3.18: Courbe de compactage Proctor de l'argile étudiée.....	66
Figure 3.19: Chaux vive de Saida.....	67
Figure 3.20: Courbe contrainte – déformation.....	68
Figure 3.21: Schéma de la boîte de cisaillement.....	69
Figure 3.22: Vue d'ensemble de la boîte de cisaillement.....	69
Figure 3.23: Boîtes de cisaillement avec accessoires (section circulaire, $\phi = 60\text{mm}$).....	70
Figure 3.24: Préparation des plaques drainantes.....	71
Figure 3.25: Préparation de l'échantillon (section circulaire $\phi = 60\text{mm}$).....	71
Figure 3.26: Détermination de la masse de l'échantillon.....	72
Figure 3.27: Mise en place de l'échantillon dans la boîte.....	72
Figure 3.28: Mise en place de la boîte et réglage des comparateurs.....	73
Figure 3.29: Réalisation l'essai.....	73
Figure 3.30: Courbe de compressibilité.....	76
Figure 3.31: Cellule œdométrique.....	80
Figure 3.32: Comparateur sur la cellule.....	80
Figure 3.33: Schéma de la cellule œdométrique.....	80
Figure 3.34: Œdomètres avec ses accessoires.....	82
Figure 3.35: Dispositif de chargement.....	83

Chapitre 4:

Figure 4.1: Courbes de compactage de l'argile traitée pour différents teneurs en chaux.....89

Figure 4.2: Variation des caractéristiques de compactage de l'argile traitée.....89

Figure 4.3: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (0% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).....90

Figure 4.4: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (2% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).....91

Figure 4.5: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (3% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).....91

Figure 4.6: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (4% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).....92

Figure 4.7: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (5% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).....93

Figure 4.8: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (6% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).....93

Figure 4.9: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol ($\sigma_n = 100$ kPa).....94

Figure 4.10: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol ($\sigma_n = 200$ kPa).....94

Figure 4.11: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol ($\sigma_n = 300$ kPa).....95

Figure 4.12: Effet de l'ajout de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}).....96

Figure 4.13: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) du sol argileux.....96

Figure 4.14: Variation de l'angle de frottement interne du sol en fonction de la teneur en chaux.....97

Figure 4.15: Variation de la cohésion du sol en fonction de la teneur en chaux.....98

Figure 4.16: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 0%.....99

Figure 4.17: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 2%.....99

Figure 4.18: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 3%.....	99
Figure 4.19: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 4%.....	100
Figure 4.20: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 5%.....	100
Figure 4.21: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 6%.....	100
Figure 4.22: Variation de l'indice des vides initial (e) avec la teneur en chaux.....	101
Figure 4.23: Influence de la teneur en chaux sur l'indice de compression C_c	102
Figure 4.24: Influence de la teneur en chaux sur l'indice de gonflement C_s	102
Figure 4.25: Influence de la teneur en chaux sur la pression de préconsolidation σ'_p	103
Figure 4.26: Influence de la teneur en chaux sur le module oedométrique $E_{\text{œd}}$	103

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre 2:

Tableau 2.1: Classification des principaux groupes minéraux argileux et de leurs espèces (Jasmund et Lagaly, 1992).....	35
Tableau 2.2: Caractéristiques des argiles (Jasmund et Lagaly, 1992).....	36
Tableau 2.3: Composition chimique en pourcentage des cendres volantes et du ciment portland (Lav et al. 1997).....	46

Chapitre 3:

Tableau 3.1: Analyse granulométrique par tamisage à sec.....	50
Tableau 3.2: Analyse granulométrique par sédimentométrie.....	51
Tableau 3.3: Différents diamètres de la courbe granulométrique du sol étudié.....	54
Tableau 3.4: Détermination l'indice de plasticité.....	56
Tableau 3.5: Valeurs de la masse volumique.....	57
Tableau 3.6: Valeurs de bleu méthylène.....	59
Tableau 3.7: Détermination de la teneur en calcaire.....	60
Tableau 3.8: Détermination de la teneur en sulfate.....	62
Tableau 3.9: Caractéristiques physiques du sable.....	66
Tableau 3.10: Propriétés physiques et chimiques de la chaux de Saida.....	67
Tableau 3.11: Ordres de grandeurs de l'indice de compression.....	77

Chapitre 4:

Tableau 4.1: Caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en chaux.....	88
Tableau 4.2: Coefficients A, B et R^2 de l'équation (1).....	95

Liste des symboles

Liste des symboles

w_L : Limite de liquidité

I_p : Indice de plasticité

M_h : Masse du sol humide

M_s : Masse du sol sec

M_w : Masse de l'eau

C_c : Indice de compression du sol

C_s : Indice de gonflement du sol

σ_p : Contrainte de pré consolidation

$E_{\text{œd}}$: Module œdométrique

e : Indice des vides

σ_{vo} : Contrainte due au poids des terres

E : Module d'Young

ν : Coefficient de poisson

e_0 : Indice des vides initial

P_s : Poids du sol sec

V_s : Volume des grains solides

N : Effort normal appliquée

T : Effort tangentiel appliqué

v : Vitesse de cisaillement

w_{opt} : Teneur en eau optimale

w_{nat} : Teneur en eau naturelle

C_u : Coefficient d'uniformité

C_c : Coefficient de courbure

γ_d : Poids volumique sec

γ_h : Poids volumique humide

γ_s : Poids volumique des grains solides

γ_w : Poids volumique de l'eau

ϕ : Angle de frottement interne

C: Cohésion

τ : Contrainte de cisaillement

τ_{max} : Contrainte de cisaillement maximale

σ_n : Contrainte normale

ΔH : Déplacement horizontal

H: Hauteur ou épaisseur de l'échantillon

D_{10} : Diamètre efficace

D_{30} : Diamètre correspondant à 30% du tamisât cumulé

D_{50} : Diamètre moyen

D_{60} : Diamètre correspondant à 60% du tamisât cumulé

D: Diamètre des grains

A_c : Aire corrigée de l'échantillon

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

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

Le choix de l'une ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que, les considérations économiques, la nature du sol à traiter et la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux utilisés ainsi que les conditions d'environnement. L'usage des ajouts minéraux pour la stabilisation des sols argileux est potentiellement promoteur. Ces ajouts combinés avec la chaux ont été longtemps employés comme stabilisants de sol tels que le calcaire, les cendres volantes, la fumée de silice, le laitier.

La plasticité et la résistance au cisaillement font partie des propriétés physiques et mécaniques des sols. La plasticité est contrôlée par l'indice de plasticité. Plus ce dernier est grand, plus l'instabilité du sol est prononcé, c'est un indicateur d'un mauvais sol. De même, la résistance au cisaillement est contrôlée par les caractéristiques intrinsèques à savoir l'angle de frottement interne et la cohésion. Des valeurs basses de ces paramètres nous indiquent sur la faible résistance au cisaillement des sols. Les méthodes d'amélioration mécaniques et hydromécaniques des sols sont coûteuses et demandent un savoir faire élevé ce qui n'est toujours pas permis dans les pays en voie de développement comme l'Algérie. De plus, les méthodes d'amélioration thermiques des sols restent elles aussi efficaces mais dont l'emploi reste limité en raison de leurs coûts très élevés. 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 développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à développement une importante croissance.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'influence de l'ajout de la chaux sur les propriétés physico mécaniques d'un sol argileux de la région de Tiaret. Les objectifs fixés dans le cadre de ce programme sont:

- 1.** Caractérisation des sols argileux et spécialement les sols argileux instables qui présentent des propriétés géotechniques médiocres;
- 2.** Etude de l'influence de l'ajout de la chaux sur les propriétés physiques et mécaniques tels que le compactage, la résistance au cisaillement et la compressibilité des sols fins argileux;
- 3.** Analyser les effets de la chaux sur les propriétés géotechniques des sols argileux améliorés par la chaux.

Le mémoire comporte quatre chapitres:

Après une introduction générale exposant la problématique et définissant les objectifs et le plan de travail.

Le premier chapitre présente dans une première partie un aperçu sur les sols argileux gonflants et leurs problèmes vis-à-vis les différents ouvrages;

Le deuxième chapitre présente un panorama sur les différentes méthodes et techniques d'amélioration des sols argileux;

Le troisième chapitre présente le dispositif expérimental et les caractéristiques des matériaux utilisés à savoir l'argile et la chaux ainsi que les différents essais d'identification des matériaux utilisés. Un programme expérimental est établi pour effectuer des essais au laboratoire (physiques et mécaniques) sur des sols argileux à améliorer. Les propriétés étudiées sont le compactage, la résistance au cisaillement et les essais œdométriques;

Le quatrième chapitre consiste en la présentation et l'interprétation des résultats d'essais de compactage, de cisaillement et les essais de compressibilité à l'œdomètre. De plus, ce chapitre discute de l'efficacité du traitement par la chaux sur le comportement du sol argileux amélioré.

En dernier lieu sont exposées les principales conclusions et perspectives à proposer.

Chapitre 1:

Sols argileux gonflants

Chapitre 1:
Sols argileux gonflants

1.1. Introduction

Certains sols argileux subissent des variations de volume importantes quand leur teneur en eau varie quand on humidifie un tel sol à partir d'un état initial sec et dense, son volume augmente et l'on parle de gonflement. Quand on assèche le même sol à partir d'un état initial plus lâche et saturé, son volume diminue et l'on parle de retrait. Ces deux mécanismes de gonflement et de retrait sont liés à la nature minéralogique des argiles et les mêmes particules peuvent provoquer du retrait ou du gonflement selon l'état initial de densité et d'humidité du sol.

Les sols argileux peuvent différer sensiblement par leurs caractéristiques physiques et mécaniques mais ils ont en commun la propriété de gonfler lorsque de l'eau pénètre dans une couche de sol argileux non saturé. Le gonflement des sols argileux dans la direction verticale peut atteindre plusieurs dizaines de centimètres, ce qui est dangereux pour tous les bâtiments et les ouvrages. Ainsi, les observations effectuées à Kimberley (Afrique du Sud) ont révélé des amplitudes de gonflement de 0.6 m pour une couche de sols gonflants de 6 m d'épaisseur (Baghdadi, 1990). Les sols argileux susceptibles de gonfler sont très répandus sur tous les continents. On trouve des sols gonflants sur les territoires du Canada et des États-Unis d'Amérique, en Amérique du Sud, en Europe, en Afrique, au Proche-Orient, au Moyen-Orient et en Extrême-Orient, en Russie, en Inde, en Chine, au Japon et en Australie.

1.2. Les sols gonflants en Algérie

L'Algérie a connu des dégâts causés par le phénomène de gonflement-retrait comme la majorité des pays du monde par exemple à Ain Amènes (raffinerie de Sonatrach) nous a tiré l'attention à son existence dans notre vaste Sahara et même chose pour la région ouest de Tlemcen et Maghnia, ainsi que la région de Hodna M'sila qui a connu elle-même des dégâts (la remontée de fondation de l'hôpital et importantes fissures dans les murs extérieures), cela n'est pas fini puisque le sol de la région de Sahel d'Alger dans la plupart est la marne argileuse et limoneuse, qui sont des sols gonflables et rentrent dans le cadre du risque de déclenchement de phénomène de retrait gonflement (Basha et al. 2005).

1.3. Nature des sols gonflants

Les particules argileuses sont un mélange de particules élémentaires de nature, dimensions, forme et propriétés de surface différentes. Le mot « particules élémentaires » désigne les produits de l'altération physique ou chimique de roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou des combinaisons amorphes. Les particules élémentaires peuvent être subdivisées en minéraux différents: kaolinite, illite, montmorillonite, beidellite, micas, biotite, muscovite, chlorite, etc.

Les propriétés de gonflement des sols argileux dépendent fortement, d'après de nombreux chercheurs, de leur composition minéralogique, des pourcentages des différents minéraux ou des types de minéraux dominants, et de leur caractère dispersé. La structure du réseau cristallin des minéraux et leur capacité d'échange ionique joue également un rôle important. Les réseaux cristallins des minéraux argileux sont constitués de deux éléments structuraux principaux, des silicates et des aluminates. En fonction de leurs combinaisons, ces éléments structuraux forment des minéraux argileux de deux types:

- **Dans le premier type**, la structure élémentaire du réseau cristallin est constituée de deux couches d'aluminates et d'une couche de silicate;
- **Dans le second type**, la structure élémentaire du réseau cristallin est constituée d'une couche d'aluminates et d'une couche de silicate.

Au premier type de minéraux argileux appartiennent pour l'essentiel la kaolinite et les serpentines, qui proviennent de l'altération hydrothermale des roches granitiques et gneissiques sous l'action d'un climat sec et humide (Basha et al. 2003).

Au second type de minéraux argileux appartiennent la montmorillonite, la vermiculite, la chlorite et le groupe des micas : biotite (mica noir) et muscovite (mica blanc) (Filliat et al., 1981), qui sont souvent produits par l'altération en climat tropical ou équatorial de roches volcaniques de type cinérite et tuffite (Basha et al. 2003).

Les recherches de différents auteurs au microscope électronique ont montré que l'élément structurel de tous les silicates et silico - aluminates peuvent être représentés sous forme du tétraèdre $(\text{SiO}_4)^{4-}$, qui est appelé « tétraèdre élémentaire ». Cette forme géométrique simple représente l'union d'un ion de silicium (Si^{4+}) et de quatre ions d'oxygène (O^{2-}), dans laquelle l'ion de silicium est placé au centre du tétraèdre et partage ses quatre charges ioniques avec les quatre ions d'oxygène, disposées aux sommets du tétraèdre.

Les silicates possèdent des formes variées d'assemblage des tétraèdres élémentaires dans le réseau cristallin élémentaire. Les minéraux argileux des types indiqués ci-dessus font partie des phyllosilicates et forment un réseau cristallin plan de type hexagonal (Belhiche et Abdelghani, 2003).

Les minéraux du type de la kaolinite possèdent un réseau cristallin solide et indéformable dans lequel la distance entre les feuillets ne varie pas pendant l'humidification de l'argile et il ne se produit pas de gonflement intra-cristallin. La capacité de gonflement nettement plus faible de la kaolinite s'explique par les particularités de la structure de son réseau cristallin. Dans la kaolinite, les couches en contact des deux feuillets de la structure élémentaire ont des structures cristallines différentes.

Le réseau cristallin du minéral « kaolinite », formé de deux couches constituées d'un élément structural de forme tétraédrique et d'un élément structural de forme octaédrique, est bordé d'un côté par des atomes d'oxygène et de l'autre côté par des ions hydroxyles.

Une telle superposition de couches crée entre elles des liaisons hydrogène, qui forment une structure rigide dans laquelle les distances entre les feuillets restent fixes. De plus, dans la structure de la kaolinite il est rare que se produisent des substitutions internes isomorphes d'éléments par d'autres de valence inférieure. Ces particularités font de la kaolinite un minéral moins hydrophile car elle possède une capacité d'absorption d'eau beaucoup plus faible.

À la différence du groupe de la kaolinite, les minéraux du groupe de la montmorillonite possèdent un réseau cristallin mobile, qui, lors de l'humidification, est capable de s'écarter jusqu'à la séparation totale des feuillets, dont la surface spécifique augmente à cette occasion.

Le réseau cristallin des minéraux du groupe de la montmorillonite est formé de trois couches, constituées de deux réseaux tétraédriques de silicate entre lesquels est placé un réseau octaédrique d'aluminate.

Une particularité de la structure de la montmorillonite est que les couches en contact des feuillets sont formées des mêmes ions d'oxygène, dont les liaisons sont faibles. Les molécules d'eau et d'autres liquides polaires pénètrent librement entre les feuillets et les écartent dans le sens perpendiculaire à la stratification de la structure, ce qui diminue les interactions moléculaires entre les couches voisines (Bell, 1978).

Le réseau cristallin de la montmorillonite est caractérisé par sa forte capacité de substitution interne de ses éléments par d'autres éléments de moindre valence. Il subsiste pour cette raison dans le réseau cristallin des valences non compensées, qui augmentent la capacité d'adsorption des minéraux. De ce fait, les couches hydratées se forment non seulement sous l'effet des ions propres du minéral argileux mais aussi des cations d'échange disposés dans la couche superficielle.

La capacité de la montmorillonite à adsorber de l'eau dépend sensiblement de la composition de la solution aqueuse et de sa concentration et elle détermine la variabilité de ses propriétés. Les molécules d'eau pénètrent très facilement dans le réseau cristallin du minéral et en sortent aussi facilement, en modifiant son volume. C'est pourquoi les argiles montmorillonitiques possèdent une forte capacité de gonflement, dans la mesure où la distance entre les feuillets élémentaires peut être multipliée par dix (Bell, 1993).

Il faut préciser ici que les molécules d'eau adsorbées ne peuvent pénétrer à l'intérieur du feuillet élémentaire constitué par les deux couches extérieures de silicate et la couche intermédiaire d'aluminate car ces couches sont, comme dans le cas de la kaolinite, fortement liées entre elles. Elles peuvent par contre pénétrer entre les paquets élémentaires qui sont faiblement liés dans le cas de la montmorillonite.

Lorsque la montmorillonite interagit avec de l'eau, l'élargissement du réseau cristallin facilite plus encore l'existence de forces écartant les couches limites formées d'atomes d'oxygène des deux paquets en contact. En plus des minéraux déjà cités, il existe des minéraux dont la structure

est analogue à celle de la montmorillonite mais dont les propriétés sont intermédiaires entre celles de la kaolinite et celles de la montmorillonite. Il s'agit par exemple de l'illite, dans laquelle la pénétration et l'accumulation de molécules d'eau entre les paquets reste peu importantes. Ceci est rendu possible par la présence d'ions de potassium ayant une seule charge positive K^+ , qui renforcent la liaison entre les paquets élémentaires. C'est pourquoi ces argiles possèdent une aptitude de gonflement un peu plus élevée que celle de la kaolinite mais sensiblement plus faible que celle de la montmorillonite.

En élargissant ce qui a été exposé aux différents types de minéraux les plus répandus, nous noterons quelques particularités du comportement de ces minéraux lorsqu'ils interagissent avec de l'eau:

- ◆ Sur la surface extérieure du paquet élémentaire du minéral il existe toujours des charges électriques non compensées, dues au remplacement de certains ions du réseau cristallin par d'autres;
- ◆ En fonction du type de minéral, les paquets élémentaires peuvent avoir des ions très faciles ou difficiles à échanger ou seulement partiellement ou encore non échangeables;
- ◆ Le réseau cristallin peut avoir des degrés de solidité variables pour les liaisons entre paquets: solides, assez solides ou faibles;
- ◆ A la surface du réseau cristallin, peuvent se trouver des groupes structurels OH, qui peuvent se lier avec les molécules d'eau par des liaisons hydrogène (Sorochnan, 1989). Ainsi, certains types de minéraux, appartenant par exemple au groupe des montmorillonites, et dans une moindre mesure à celui des illites, ont la propriété de gonfler depuis l'intérieur de leur réseau cristallin, c'est-à-dire que des molécules d'eau peuvent pénétrer à l'intérieur de ce réseau cristallin.

Toutefois, le processus de gonflement intra-cristallin n'est pas le seul qui puisse provoquer le gonflement d'un sol argileux. Le comportement des argiles lors de leur saturation est fortement influencé par le gonflement dit « inter-agrégats ».

À la surface d'un paquet élémentaire de minéral, il existe en règle générale des charges électriques non compensées, dues à la présence d'ions libres à valences non saturées sur la couche de surface du réseau cristallin du minéral.

Pour cette raison, si des cations de calcium, de sodium, d'aluminium, de sodium, d'hydrogène, etc. sont attirés à la surface du paquet, les paquets élémentaires s'uniront facilement en micro-agrégats (granules) assez résistants à l'eau (Belhireche et Abdelghani, 2003, Bell, 1994).

La charge surfacique négative du granule « g » et celle des cations fortement liés et immobiles qui l'entourent forment la double couche électrique. La théorie de la double couche électrique a été développée par Gouy (1910, 1917) et par Chapman (1913), cités par Nerpin et Bondarenko (1966). Les charges des cations de la première couche (figure 1.1) ne suffisent pas à équilibrer les charges de la surface des granules. C'est pourquoi, lorsque l'on s'éloigne de la surface de séparation on trouve encore une couche (figure 1.1) dans laquelle des cations se trouvent, bien que dans une moindre mesure, sous l'influence de l'attraction des charges négatives.

Le potentiel électrique total s'atténue progressivement, à mesure que l'on s'éloigne de la surface du granule, et les cations de la seconde couche, appelée couche diffuse, sont fixés moins fortement au granule et possèdent une certaine mobilité.

Le noyau minéral (du granule « g », figure 1.1.), entouré par la couche des cations fixes et des molécules d'eau fortement liées, constitue la particule argileuse élémentaire. La particule argileuse élémentaire avec sa couche diffuse est appelée micelle.

La particule d'argile et les cations qui l'entourent se trouvent dans un milieu dispersif aqueux et, dans la mesure où la composition des cations adsorbés ne reste pas constante lorsque la concentration et la composition en sels du milieu aqueux varie, il se produit des échanges d'ions. La molécule d'eau est globalement neutre mais, dans la mesure où les atomes d'oxygène et d'hydrogène ne sont pas disposés de façon symétrique et possèdent des charges opposées, les molécules d'eau constituent des dipôles (figure 1.2.).

Lorsqu'ils tombent dans le champ d'action du potentiel électrique d'une particule d'argile ou d'un cation, les dipôles d'eau sont attirés par leur surface. Il se produit ce qu'on appelle l'hydratation des particules et des cations avec adsorption d'une enveloppe hydratée.

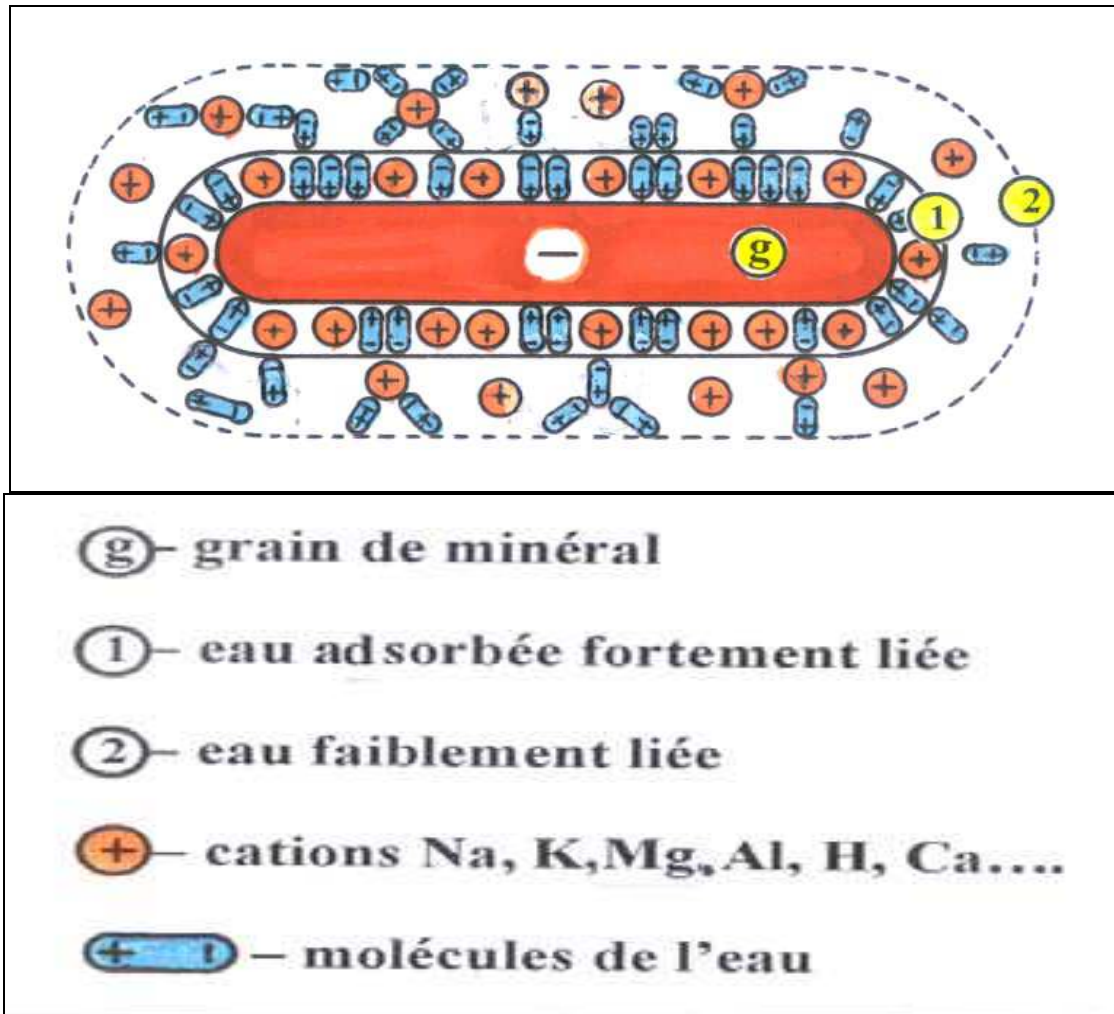


Figure 1.1: Structure d'un grain minéral

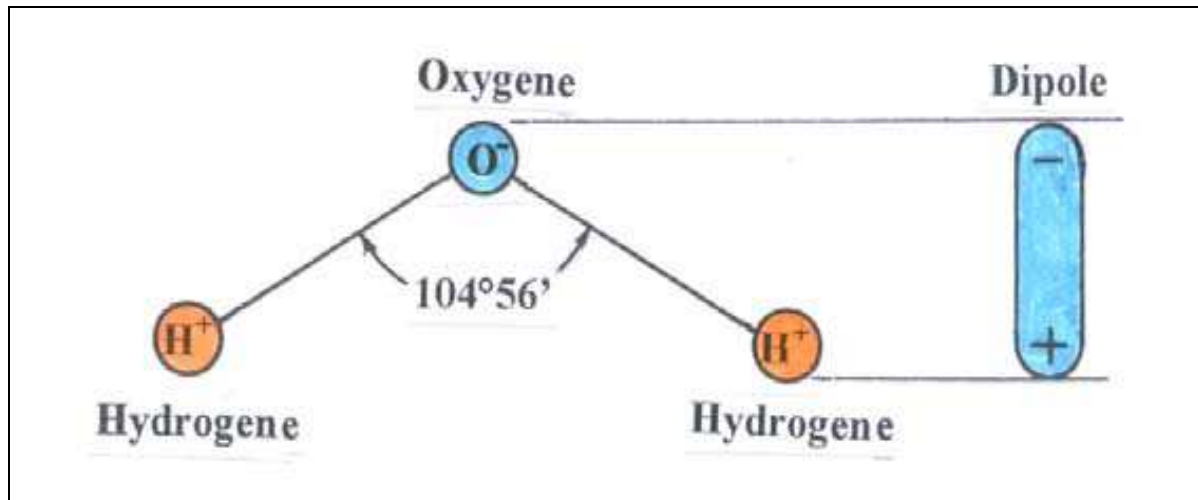


Figure 1.2: Structure de l'eau

Les dipôles d'eau directement au contact de la surface de la particule minérale sont attirés fortement et sont empilés de façon si dense dans la première couche (sur 20 à 30 rangées de molécules) que l'eau acquiert des propriétés semblables à celles d'un corps solide. La formation de cette couche d'eau fortement liée est accompagnée d'un effet énergétique important, qui est un dégagement de chaleur, qui se traduit par la force élevée des liaisons entre les molécules d'eau et la surface de la particule. L'eau fortement liée possède une masse volumique comprise entre 1,5 et 2 t/m³ et un module de cisaillement atteignant 20 MPa. Elle n'est pas gelée à -70°C et ne peut se déplacer dans le sol qu'après passage à l'état de vapeur (Bell, 1994).

Cette première couche de molécules et de cations adsorbés sur la surface extérieure d'une particule argileuse élémentaire possède une charge semblable à celle de la surface de cette particule et va par conséquent influencer les autres molécules d'eau et cations situés à proximité. Ces derniers forment une couche dite « faiblement liée ». L'eau faiblement liée (eau de la couche diffuse) ne se déplace pas sous l'influence des forces de gravité car elle est maintenue par les forces moléculaires de la particule, ses propriétés sont proches de celles de l'eau liquide: masse volumique de 1 t/m³, température de gel de -1 à -2°C, et la formation de la double couche ne s'accompagne pas d'un dégagement de chaleur (Bell, 1994).

L'eau faiblement liée peut se déplacer dans le massif de sol des particules ayant une couche diffuse épaisse aux particules ayant une couche diffuse mince. Son déplacement est aussi possible

lorsque les couches diffuses ont des épaisseurs égales mais la concentration des sels dissous dans l'eau est différente.

Des minéraux différents possèdent une capacité d'adsorption d'eau différente. Les minéraux primaires, comme le quartz, ont une capacité d'absorption peu importante. Les minéraux secondaires, comme les argiles, sont capables d'adsorber des quantités très variables d'eau et des substances qui y sont dissoutes. La plus grande capacité d'adsorption est celle de la montmorillonite, la plus faible celle de la kaolinite.

L'adsorption, qui se produit sous l'action des forces d'interaction moléculaire entre la partie solide du sol et sa partie liquide, produit une baisse de l'énergie libre de surface. Les forces d'interaction intermoléculaire se divisent en forces électrostatiques, forces de répulsion et forces d'induction magnétique.

Les forces électrostatiques d'interaction naissent lors de l'adsorption de molécules polaires à la surface d'un réseau cristallin possédant des ions d'un seul signe, par exemple les ions d'hydrogène (H⁺) ou les ions hydroxyles (OH⁻), comme cela se produit dans la montmorillonite ou la kaolinite. Dans ce cas, les molécules polaires d'eau s'unissent à un ion hydroxyle ou à une molécule d'oxygène par une liaison hydrogène.

Les forces répulsives d'interaction apparaissent entre toutes les molécules ou tous les atomes et sont dues à la formation de dipôles instantanés dans les molécules. Les forces d'induction magnétique naissent lors de la polarisation d'une molécule dipolaire par une autre molécule, dans laquelle elle induit un moment dipolaire permanent (Bell, 1978).

Ainsi, dans le processus d'adsorption multicouche autour d'une particule minérale d'argile se forment des enveloppes hydratées qui tendent à séparer les particules de sol. D'après les travaux de Skempton (1953), Deryagin et Nerpin (1961), Chen (1975), Filliat et al. (1981), Sorochan (1989), Mustafaev (1989) et d'autres, le processus de gonflement des sols argileux s'explique par l'apparition d'une pression de répulsion aux contacts des enveloppes aqueuses des particules minérales, quand les forces d'adsorption sont plus fortes que les contraintes de contact, ce qui se prolonge jusqu'à ce que la pression écartant les particules disparaisse et que les particules d'argile soient entourées d'une couche adsorbée d'épaisseur limite.

Par conséquent, à côté du gonflement intra-cristallin, que nous avons examiné plus haut, il se produit aussi un gonflement inter-agrégats, qui peut être influencé fortement par la pression osmotique et la pression capillaire.

Dans le cas général, le processus de gonflement qui se produit lors de l'humidification continue d'un massif de sol argileux peut être décrit comme la combinaison de trois processus simultanés:

- Le premier processus est caractérisé par l'aspiration d'eau dans les pores du sol et l'apparition dans son squelette de contraintes effectives négatives (de traction). Dans ce processus, le début de l'apparition de déformations de gonflement et le moment où elles se stabilisent peuvent être considérés comme simultanés avec respectivement le début et la fin de l'infiltration de l'eau dans le sol. L'amplitude de la déformation volumique due à la séparation mécanique des particules provoquée par l'augmentation de l'épaisseur de la couche hydratée est directement liée au volume de l'eau qui participe à ce processus;

- Le deuxième processus découle de la fixation de l'eau sur les particules minérales elles-mêmes, dont la densité est supérieure à la densité moyenne du sol. Dans ce cas, le développement des déformations de gonflement du sol au cours du temps est plus lent que le processus d'infiltration. Le gonflement du sol ne débute pas toujours au début de l'humidification du sol et dure un certain temps après la fin du processus d'humidification. On observe un certain retard du gonflement des particules dans les structures des particules minérales par rapport à la vitesse de progression du front d'humidification. Ce processus complexe provoque l'apparition et l'évolution dans les sols gonflants de processus rhéologiques tels que la croissance de la déformation de gonflement au cours du temps sous contrainte et teneur en eau constantes;

- Le troisième processus est la pénétration d'eau à l'intérieur du réseau cristallin de certains types d'argiles, qui provoque l'augmentation des distances entre les particules et une augmentation supplémentaire du gonflement du sol.

1.4. Nature du phénomène retrait - gonflement

En général le retrait - gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie. Cet aléa ne concerne que certains sols argileux

particulièrement en présence de minéraux gonflants. Les sables les liements sableux présents également des cycles retraits et de gonflement suivent les fluctuations de leur teneur en eau, mais d'une amplitude bien plus petite.

Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongées (figure 1.3). En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont donc éloignées de leur limite de retrait, se qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche. La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent.



Figure 1.3: Désordres de la structure au cours des périodes de la sécheresse
(Région bordelaise)

Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteurs de prédisposition est lié à la nature du sol et la géométrie des couches. La végétation voisine de la construction exerce un rôle aggravant. En effet, la présence d'arbres accentue l'ampleur du phénomène en augmente

l'épissure du sol asséché. Certains facteurs complémentaires interviennent: circulation d'eau, drains, fuite de réseaux, etc. pour limiter l'effet de ces facteurs secondaires, le principe général sera de rechercher une atténuation des variations d'humidité.

Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se rehumidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement par consolidation, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité. Les sols gonflants compactés, en raison de leur très faible perméabilité, sont utilisés pour la construction de bassins de rétention ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. En effet, ces matériaux possèdent des propriétés qui répondent favorablement aux exigences posées des propriétés qui répondent favorablement aux exigences posées par le problème d'enfouissements des déchets aussi bien en surface qu'en garde profondeur. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques (Bell, 1996).

1.5. Mécanisme du phénomène

Le gonflement d'une argile est le résultat d'une introduction de molécules d'eau entre les feuillets. Si la distance interfoliaire est supérieure à $3A^\circ$ (dimension de la molécule d'eau), l'accès de l'eau est possible. Les forces d'attraction entre les feuillets sont alors affaiblies du fait de la présence d'eau, c'est cet affaiblissement qui donne aux feuillets d'argile une tendance de s'éloigner les uns des autres en augmentant l'espace interfoliaire, ce qui provoque par conséquent le phénomène de gonflement, (d'après Tessier)

Les mécanismes de gonflement des argiles ont fait l'objet de nombreuses hypothèses (Terzaghi 1948 et Bolt 1956) ont subdivisé le phénomène de gonflement en deux processus distincts, l'un mécanique et l'autre physico-chimique (Bozbey et Garaisayev, 2010).

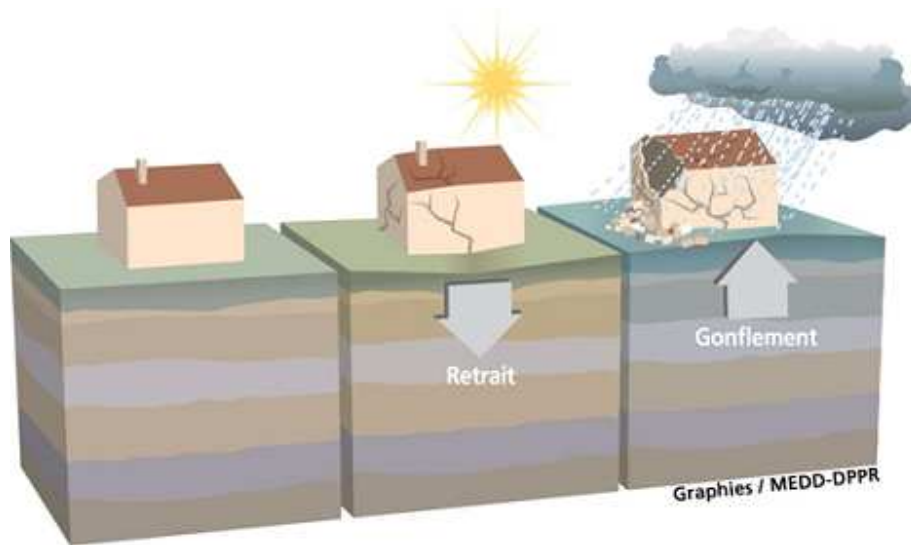


Figure 1.4: Exemple du phénomène de retrait et gonflement

1.6. Construction dans les zones gonflantes

Lors de l'étude des projets de bâtiments et ouvrages, une grande attention est portée aux propriétés des terrains qui déterminent leur réponse aux charges appliquées. Mais il existe parmi ces terrains une classe particulière de sols dont la composition et la structure font que leurs déformations dépendent non seulement de la charge qui leur est appliquée mais aussi des variations de leur état physique sous l'influence des variations de leur teneur en eau.

Les sols gonflants sont des exemples de ce type de sol à structure instable. Dans ces sols, en plus du gonflement du sol et du soulèvement des fondations, on peut aussi observer des tassements localisés, dus à la détérioration des propriétés physiques et mécaniques et de la résistance structurelle de ces sols lors de leur humidification (Chew et al. 2004).

Le gonflement et l'affaissement sont deux modes de déformation opposés des sols argileux provoqués par leur humidification. Lors du gonflement, le volume du massif de sol augmente en produisant le plus souvent des déformations non uniformes du sol argileux.

L'affaissement localisé du sol est produit par la dégradation des caractéristiques mécaniques du sol (cohésion, angle de frottement interne et module de déformation), mais aussi par son séchage qui provoque la diminution du volume du sol humidifié.

Le gonflement et l'affaissement des sols sous les bâtiments et ouvrages peuvent provoquer non seulement une diminution de leur sécurité et de leur durabilité, mais aussi leur rupture en les rendant impropres à l'exploitation. La réparation de ces désordres pour rétablir les conditions de fonctionnement acceptables nécessite des dépenses importantes.

Lors de la construction de bâtiments ou d'ouvrages sur des sols gonflants, il faut prévoir l'évolution des déformations au cours du temps et définir les dispositions constructives qui permettent d'empêcher les conséquences défavorables des déformations de gonflement et d'affaissement.

L'humidification non uniforme du sol sous un bâtiment ou un ouvrage provoque une répartition non uniforme des contraintes au contact du sol et de la semelle des fondations des constructions.

Ces contraintes peuvent provoquer des déformations supplémentaires des fondations, qui peuvent se transmettre sous forme de moments et efforts tranchants supplémentaires dans les structures porteuses du bâtiment ou de l'ouvrage. Ces efforts supplémentaires peuvent provoquer la fissuration des murs, des poteaux, des poutres, des planchers et plafonds et des nœuds de la structure où existent toujours des concentrations de contraintes.

Il faut pour cette raison, dans les projets de construction sur des sols gonflants qui peuvent être humidifiés par la suite, non seulement estimer l'évolution des déformations des sols au cours du temps, mais aussi calculer leurs effets dans les structures porteuses des constructions en termes de moments et d'efforts tranchants et prendre en compte dans le projet les déformations et la fissuration possible (Chew et al. 2004).

1.6.1 Cas des bâtiments

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

- ◆ Fissuration des structures
- ◆ Distorsion des ouvertures
- ◆ Rupture des canalisations
- ◆ Décollement des bâtiments

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



Figure 1.5: fissures au niveau d'une structure de génie civil

1.7. Conclusion

Les désordres dans les ouvrages de génie civil tels les remblais routiers et les fondations, les structures, les canaux et les conduites se rencontrent ainsi couramment dans les terrains gonflants, les dégâts produits chaque année à travers le monde ont été évalués en cent mille millions de dollars. Ces dégâts surpassent ceux produits par l'effet combiné des tremblements de terre, ouragans et glissements de terre. Pour éviter le problème des sols gonflants, on dispose de différentes solutions parmi lesquelles on peut relever :

- ◆ 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.

Chapitre 2:

Méthodes d'amélioration des sols argileux

Chapitre 2:
Méthodes d'amélioration des sols argileux

2.1. Introduction

Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage (route, tunnel, barrage poids) ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement (bâtiment, pont, barrage en arc). Certains sols en raison de leurs propriétés géotechniques sont considérés comme des sols instables créant donc un handicap économique et technique pour les différentes parties impliquées dans ce domaine.

Ces sols donc nécessitent une certaine amélioration pour augmenter leur stabilité mécanique et améliorer leur performance. Dans ce chapitre on va décrire les différentes techniques d'amélioration des sols qui sont actuellement utilisées et classées comme méthodes mécaniques, hydrodynamiques, thermiques et chimiques.

2.2. Identification et classification des sols argileux

2.2.1. Caractérisation des sols argileux

Les sols fins mous et compressibles (argiles et les vases) sont fréquemment rencontrés. Les problèmes relatifs à ce type de sol est qu'ils subissent des déformations importantes sous les charges qui leur sont appliquées. Leur capacité portante est souvent trop faible pour supporter les charges prévues. Toutes ces caractéristiques nous amène aux problèmes rencontrés dans la pratique à savoir des tassements excessifs et l'instabilité de l'ouvrage. Les sols fins en général et l'argile en particulier sont constitués d'un ensemble de particules minérales ayant une taille inférieure à 2 μm . Ce matériau a fait l'objet de nombreux travaux sur sa nature minéralogique. Au niveau minéralogique, les argiles sont des silicates simples ou complexes d'aluminium, de magnésium et de fer. La plupart des minéraux argileux se présentent sous la forme de feuillets, d'où leur nom de phyllithes ou phyllo-silicates. Chaque particule est constituée d'un empilement de quelques dizaines ou centaines de feuillets. La constitution chimique, l'épaisseur et l'écartement des feuillets définissent la minéralogie de l'argile et ses propriétés. En général, trois grands types argiles sont identifiés: la kaolinite, la smectite et l'illite. Dans les sols, ces types d'argiles peuvent être mélangés. La proportion de chacune de ces argiles varie suivant les sols.

2.2.2. Les argiles

L'argile est une roche sédimentaire composée pour une large part de minéraux argileux, en général des silicates d'aluminium plus ou moins hydratés présentant une structure feuilletée (phyllosilicates) expliquant leur plasticité, ou fibreuse (sépiolite et palygorskite) expliquant leurs qualités d'absorption.

2.2.3. Différents types d'argiles

Les types d'argiles les plus fréquents sont:

• Kaolinite (Kaolin)

La kaolinite est constituée d'une succession alternée de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium ou gibbsite). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre ne forment qu'une seule et même couche (figure 2.1).

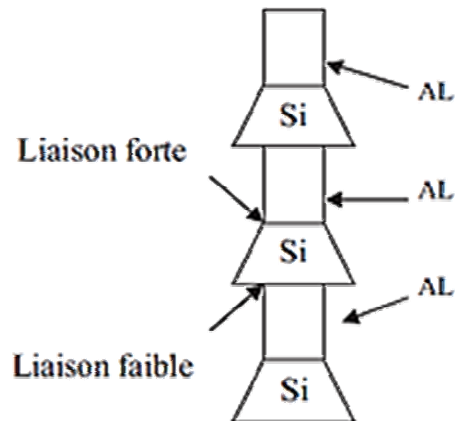


Figure 2.1: Structure de la kaolinite (Lambe, 1953)

• Montmorillonite

La montmorillonite, parfois appelée Smectite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche. Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente, les pressions de gonflements qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères et pavages (Figure 1.2).

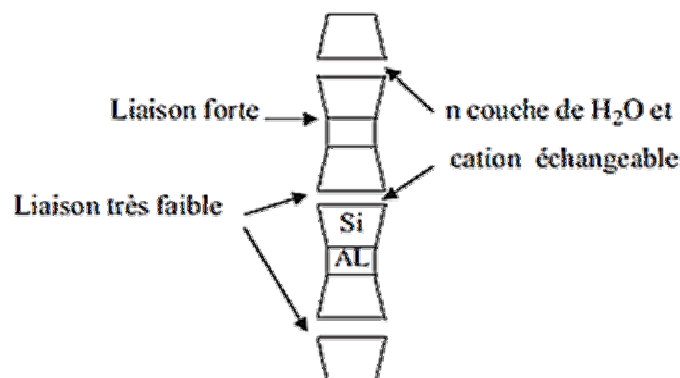


Figure 2.2: Structure de la montmorillonite (Lambe, 1953)

• Illite

L'illite est une autre composante importante des sols argileux, elle a une structure analogue à la montmorillonite mais il y'a des ions de potassium intercalés entre les feuillets tétraédriques. Grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler. Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations .Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles (Figure 1.3).

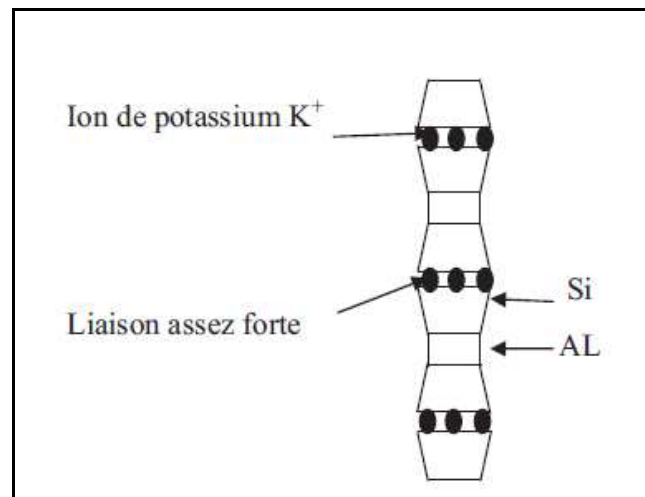


Figure 2.3: Structure d'illite (Lambe, 1953)

2.2.4. Les limons (silts)

Les limons, constitués de silt, de loess, possèdent un squelette siliceux à silico-calcaire 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.

2.2.5. Les marnes

Roche tendre composée en proportions variables d'argile et de calcaire mêlés à du sable, qui a la propriété de se déliter et qui est utilisée selon sa composition pour l'amendement des terres, la fabrication de ciments, de tuiles, de céramiques .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. D'une façon générale, les marnes sont 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. 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).

2.2.6. 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: $(SiO_2)_M (Al_2O_3)_N (H_2O)_P$ 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 nombreux minéraux argileux et groupes de minéraux argileux se différencient d'abord par l'empilement et le décalage de leurs feuillets élémentaires, ainsi que par la substitution des atomes isomorphes dans le réseau cristallin. Ainsi, dans les beidellites, les siliciums Si^{+4} sont partiellement substitués par des aluminiums Al^{+3} et les aluminiums Al^{+3} par des magnésiums Mg^{+2} . Cohésion des couches élémentaires est assurée par les forces (assez faibles) de Van der Waals et des liaisons hydrogène dans le cas de la kaolinite (Tableau 2.1).

Tableau 2.1: Classification des principaux groupes minéraux argileux et de leurs espèces (Jasmund et Lagaly, 1992)

Groupe de Minéraux Argileux	Espèce Minérale	Structure T = couche de tétraèdres O = couche d'octaèdres
Kaolinites	Kaolinite Halloysite Dickite	Minéraux à 2 couches T-O T-O
Smectites	Montmorillonite Saponite Beidellite Nontronite	Minéraux à 3 couches T-O-T ▲ T-O-T
Illites Vermiculites Micas	Illite Vermiculite Muscovite Biotite	H ₂ O, cations
Chlorites	Chlorite	Minéraux à 4 couches T-O-T-O T-O-T-O
Sepiolites Palygorskites	Sepiolite (écume de mer) Attapulгите	Minéraux en lattes T-O-T T-O-T T-O-T

Du fait de la substitution des ions Si^{+4} par les ions Al^{+3} dans la couche tétraédrique (illite et beidellite) et les ions Al^{+3} par des ions de valences inférieures comme Mg^{+2} dans la couche octaédrique (montmorillonite), des charges non compensées sont produites entre les feuillets et sont responsables à 80% de la capacité d'échange cationique (CEC). L'équilibre des charges n'est pas atteint et la neutralité électrique sera alors assurée par des cations compensateurs (Na^+ , K^+ , Ca^{+2} ,...) qui servent de lien entre les feuillets. Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2: Caractéristiques des argiles (Jasmund et Lagaly, 1992)

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (μm)	Épaisseur d'une particule (μm)	Surface spécifique en m^2/g	C.E.C. en meq/100g
Kaolinite	1:1	100 - 200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
Illite	2:1	1 - 10	0,1 - 1	0,003 - 0,01	65 - 100	10-40
Montmorillonite (smectite)	2:1	1	0,1	0,001	700 - 840	80 - 150
Chlorite	2:1:1	1	0,1	0,005	800	10-40

2.3. Principaux problèmes des sols instables

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres des ouvrages légers. Aux Etats-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 posent les phénomènes de gonflement, tassement, et de glissement.

2.3.1. Phénomène de gonflement

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux ou tourbeux qui sont capables de fixer l'eau disponible mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse. Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes et varient en fonction de leur teneur en eau) ; la variation de volume d'un terrain est consécutive à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle) et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs).

2.3.2. 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 surexploitation.

2.3.3 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.

2.4. 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 réseaux et voiries.

2.4.1. Cas des bâtiments

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

1. Fissuration des structures.
2. Distorsion des ouvertures.
3. Rupture des canalisations.
4. Décollement des bâtiments.

La figure 2.4 représente des fissures au niveau d'une structure légère de génie civil due au gonflement du sol de fondation.



Figure 2.4: Fissures au niveau d'une structure de génie civil

2.4.2. Cas des chaussées

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée. Ce phénomène est causé par des variations de la teneur en eau du sous-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 (figure 2.5).



Figure 2.5: Déformation d'une chaussée de sol instable

2.5. Technique d'amélioration des sols

2.5.1. Méthodes mécaniques

Nous citerons trois méthodes de stabilisation mécanique:

2.5.1.1. Méthode de substitution

Il s'agit de remplacer le sol évolutif par un sol non évolutif.

2.5.1.2. Compactage de surface

Le compactage est un procédé de densification des sols en place (Lawton 2004). Ce procédé mène à une diminution des vides du sol par des moyens mécaniques aboutissant ainsi à une augmentation de la densité et de la résistance ainsi qu'une réduction de la compressibilité (figure 2.6).

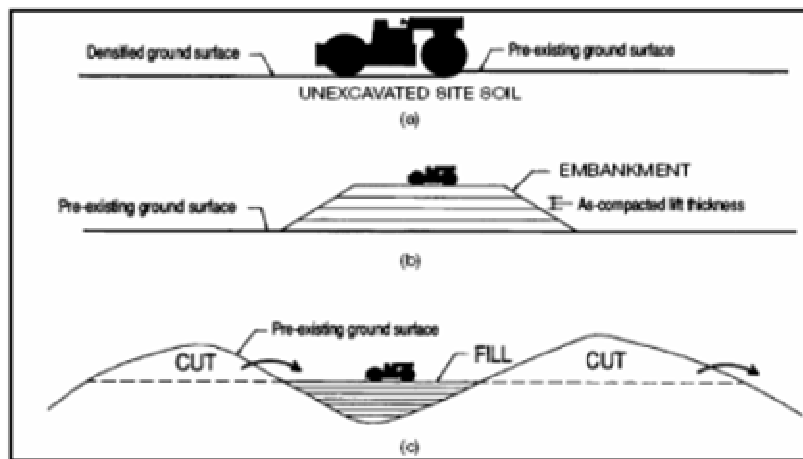


Figure 2.6: Types de compactage de surface (Lawton 2004)

L'application des charges sur le sol à compacter par le biais de certains rouleaux de compactage statiques ou vibratoires induisant une densification dans le sol qui sera proportionnelle à l'énergie mécanique appliquée. Le compactage de surface peut être accompli sur différents types de sites.

2.5.1.3. Compactage dynamique

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3 m. Au-delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond. C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre (figure 2.7). L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées (Figure 2.7).



Figure 2.7: Chantier d'un compactage dynamique profond

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

2.5.1.4. Procédé du vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m .C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration. Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative (figure 2.8).



Figure 2.8: Procédé du vibrocompactage

Ce procédé de vibrocompactage est appelé aussi la vibroflotation. Cette méthode trouve son application dans les sols granulaires particulièrement les sables propres et les sables silteux avec une teneur en fines inférieures à 20%. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.

2.5.2. Méthodes hydromécaniques

2.5.2.1. Procédé du préchargement ou précompression

La précompression nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le préchargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux (figure 2.9).

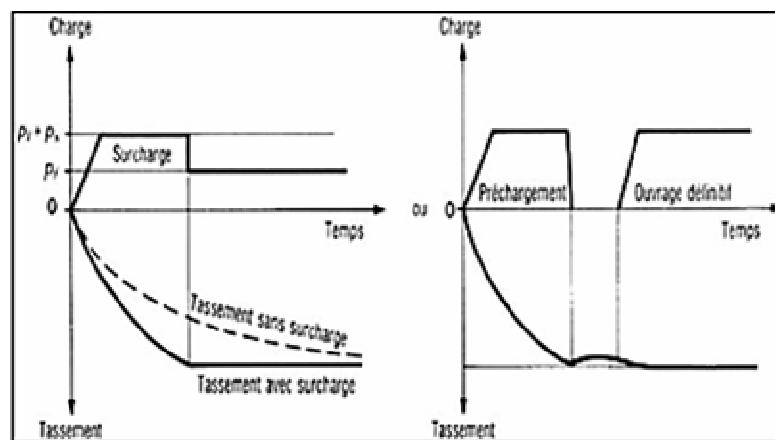


Figure 2.9: Principe du préchargement pour le contrôle des tassements (Bell 1993)

Les effets bénéfiques de ce procédé incluent une augmentation considérable de la capacité de portance par la réduction des pressions interstitielles excessives et de plus la réduction de la compressibilité des sols mous par l'accélération de la consolidation.

2.5.2.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux

Les drains verticaux peuvent donc être utilisés dans beaucoup de cas pour accélérer le taux du tassement de la consolidation primaire à l'intérieur de la zone préchargée avec ou sans la surcharge ajoutée. Ce procédé est inefficace dans les sols tels que les argiles très organiques et les tourbes où

leur comportement de tassement est beaucoup plus dominé par la compression secondaire. Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (figure 2.10).



Figure 2.10: Procédé d'installation des drains

Durant les années 1980, les drains verticaux sont constitués généralement de sable réalisés par différents procédés tels que le battage et le vibrofonçage. A partir des années 1980, une nouvelle génération de drains qui sont les drains préfabriqués en forme de bande a fait son apparition. La part de ces drains a augmenté de façon très rapide.

2.5.3. Méthodes thermiques

2.5.3.1. Procédé de la déshydratation

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

2.5.3.2. Procédé de congélation

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire, employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé est généralement développé pour les sols grenus mais il peut être appliqué aux argiles molles et aux limons. 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 (figure 2.11).



Figure 2.11: Chantier utilisant la congélation du sol

Les techniques de congélation utilisées sont basées sur la circulation d'un fluide froid dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. Une saturation complète du sol est souhaitée. La congélation du sol s'effectue d'habitude en deux étapes à savoir les étapes active et passive de congélation. L'étape active est la plus importante et l'appareillage de réfrigération marche avec sa grande capacité que durant l'étape passive nécessaire pour maintenir l'épaisseur du front de gel contre le dégel.

2.5.4. Méthodes chimiques

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes. L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité. Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement.

L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion.

Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats.

2.5.4.1. Utilisation de la chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. Dans certains cas par exemple, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurelle équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé (Bell 1978). L'utilisation de la chaux se fait par l'addition des produits calcaires calcinés de monoxyde de calcium (chaux vive, CaO) ou d'hydroxyde de calcium (chaux hydratée, $\text{Ca}(\text{OH})_2$).

Généralement, la chaux vive est plus efficace que la chaux hydratée pour l'amélioration des sols. La chaux est plus efficace aux sols argileux que les sols granulaires. Par conséquent, les sols présentant des indices de plasticité au-delà de 10 sont les plus ciblés par ce procédé (Figure 1.12).



(a) Epannage

(b) Malaxage

Figure 2.12: Chantier de traitement d'un sol à la chaux (France 2009)

De plus, la réussite de stabilisation à la chaux d'un sol nécessite d'une part une source de silice et/ou d'alumine et d'autre part des particules de petites dimensions susceptibles à l'échange cationique ainsi que la durée de cure.

2.5.4.2. Utilisation du ciment

Le ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols utilisés pour les routes et les revêtements de pistes d'aéroports. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment Portland comme stabilisants, le ciment Portland fournit en plus la chaux et la source de silice.

Lorsque le ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol. A mesure que les ions de calcium sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile (Figure 1.13).



Figure 2.13: Chantier de traitement du sol au ciment

Comme indiqué ci-dessus, le processus de stabilisation initié par l'ajout du ciment portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes à savoir l'échange cationique, la floculation et l'agglomération de l'argile, l'hydratation par cimentation et les réactions pouzzolaniques.

Le ciment Portland possède donc des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux soit celle de l'hydratation par cimentation. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine ont besoin d'un apport de ciment si les réactions pouzzolaniques sont désirées. Par conséquent, le ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux.

2.5.4.3. Utilisation des ajouts cimentaires

Parmi les ajouts cimentaires les plus utilisés il y'a les cendres volantes, le laitier, la fumée de silice, les cendres volcaniques et le calcaire. Les coûts élevés de la chaux et du ciment ont poussé les chercheurs à trouver d'autres types de liants dans le but d'améliorer les sols instables à faible coût tout en respectant l'environnement. Les cendres volantes sont intimement liées quant à leur processus de stabilisation. Elles sont souvent utilisées conjointement avec la chaux dans les travaux de stabilisation. Deux types de cendres volantes sont produits par la combustion du charbon à savoir la cendre volante et la cendre basse. Les cendres basses relativement grossières se récupèrent en bas de la fournaise tandis que les cendres volantes sont séparées des gaz d'échappement par un dépoussiéreur électrostatique. Les cendres volantes ont une composition très semblable à celle du ciment.

Comme les cendres volcaniques, elle présente des propriétés pouzzolaniques car elles fixent lentement la chaux présente dans le mélange pour donner naissance à des composés stables ayant des propriétés hydrauliques. Elles peuvent être siliceuses ou calciques. Selon leur teneur en chaux libre, les cendres volantes se comportent différemment en présence d'eau. Il existe deux classes de cendre volante à savoir la cendre silico-alumineuse (classe F) et la cendre sulfo-calcique (classe C). Le tableau 2.3 indique la composition chimique des deux classes en comparaison avec le ciment Portland (Lav et al. 1997).

Tableau 2.3: Composition chimique en pourcentage des cendres volantes et du ciment portland (Lav et al. 1997)

Composés Chimiques	Classe F Silico-alumineuse (%)	Classe C Sulfo-calcique (%)	Ciment Portland (%)
SiO ₂	55	29	23
Al ₂ O ₃	26	13	4
Fe ₂ O ₃	7	9	4
CaO (chaux)	9	41	65
MgO	2	1	2
SO ₃	1	7	2

2.6. Conclusion

Les facteurs qui interviennent dans le choix entre les différentes techniques d'amélioration sont assez divers tels que les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la destination de l'ouvrage à implanter sur ce sol, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement. Les méthodes d'amélioration mécaniques et hydromécaniques des sols sont coûteuses 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 thermiques 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 développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à connaître une importante croissance. Aisée à mettre en oeuvre, 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. Les ajouts cimentaires sont produits en Algérie en grandes quantités et à faible coût qui laissent prévoir que cette technique présente des considérations économiques acceptables.

Chapitre 3:

Dispositif expérimental et caractéristiques des matériaux utilisés

Chapitre 3:
Dispositif expérimental et caractéristiques des
matériaux utilisés

3.1. Introduction

Avant de commencer les essais de cisaillement sur les échantillons, on va faire plusieurs analyses pour l'identification de l'échantillon.

3.1.1 Organisation des essais

Sur la matrice des échantillons récupérés au niveau du projet de la voie ferrée du tronçon Tiaret-Dahmouni (Tiaret), nous avons réalisé un programme d'essais comprenant:

a. Essais d'identification

- Granulométrie- Sédimentométrie **NF P94-056 et NF P94-057**
- Limites d'Atterberg **NF P94-051**
- Poids spécifique des grains solides (γ_s)
- Essai Proctor **NF P94-093**

b. Essais chimiques

- Évaluation de la teneur en carbonates: **NA -2789**
- Évaluation de la teneur en sulfates: **NA -16002**
- Valeur au bleu de méthylène: **NF P94-568/1993**

3.2. Analyse granulométrique par voie sèche

On fait La granulométrie pour déterminer les différents diamètres des grains composant les sols précédents.

3.2.1. Appareillage

- Une série de tamis diamètre de 05mm à 0.08mm
- Balance.

3.2.2. Mode opératoire

Le sol utilisé est une argile silto-sableuse verdâtre, provenant du projet de la voie ferrée du tronçon Tiaret-Dahmouni (Tiaret). Nous avons tamisé l'échantillon et on a utilisé des tamis propres de diamètres (5mm à 0.08mm). On superpose les tamis selon leur diamètres d'une façon à avoir le diamètre du maille le plus grand en dessus et le plus petit en dessous c'est-à-dire l'ouverture du maille devient plus en plus étroite du haut vers le bas ou il se trouve un récipient vide (fond), (5mm - 4mm - 2mm - 1mm - 0.5mm - 0.4mm - 0.315mm - 0.2mm - 0.1mm - 0.08m.

Après on pèse le refus de chaque tamis sans oublier la quantité qui se trouve dans le récipient (fond) en bas de la série.



Figure 3.1: Préparation des échantillons



Figure 3.2: Mode opératoire l'essai analyse granulométrique par tamisage à sec

Les résultats de cette analyse sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.1: Analyse granulométrique par tamisage à sec

Diamètre des tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisâts cumulés (%)
5	04	01	99
4	09	02	98
2	19	04	96
1	27	05	95
0.5	54	11	89
0.4	69	14	86
0.315	99	20	80
0.2	140	28	72
0.1	150	30	70
0.08	153	31	69

On trace une courbe dans laquelle on porte en abscisse les modules et en ordonnées les pourcentages de matériau passant à travers chaque tamis (figure 3.1).

3.3. Analyse granulométrique par sédimentométrie

3.3.1. Appareillage

Au moins 30 grammes de tamisât;

- Une balance précise au centigramme;
- Un densimètre gradué;
- Une éprouvette dont le diamètre et le volume au repère gravés sont donnés;
- Une pipette de 20cm³; - Un agitateur électrique;
- Un récipient adapté à l'agitateur;
- Un agitateur manuel;
- Un défloculant (5% d'hexamétaphosphate de sodium);
- Un thermomètre;
- Un mortier avec pilon.

3.3.2. Mode opératoire

La sédimentométrie est basée sur la loi de Stokes qui exprime la relation entre la vitesse de décantation d'une particule solide sphérique dans un liquide, et le diamètre de cette particule. Cet essai est effectué sur le tamisât à 80µm qui correspond à un certain pourcentage p du poids total du matériau initial (ce qui reste du matériau après passage dans le plus petits tamis disponible dont la largeur de maille est de 80µm).



Figure 3.3: Préparation des échantillons

Tableau 3.2: Analyse granulométrique par sédimentométrie

Temps de lecture	R lecture densimètre	T (°C)	Ct	P% sur tamis 80um	D (µm)
30s	1.025	23°	1.1	68	59
01min	1.023	23°	1.1	63	43
02min	1.021	23°	1.1	58	31
05min	1.019	23°	1.1	53	20
10min	1.016	23°	1.1	45	14
20min	1.013	23°	1.1	39	10
40min	1.010	23°	1.1	31	08
80min	1.009	23°	1.1	29	05
04 h	1.007	23°	1.1	24	03
24 h	1.000	23°	1.1	06	01



Figure 3.4: Mode opératoire l'essai analyse granulométrique par sédimentométrie.

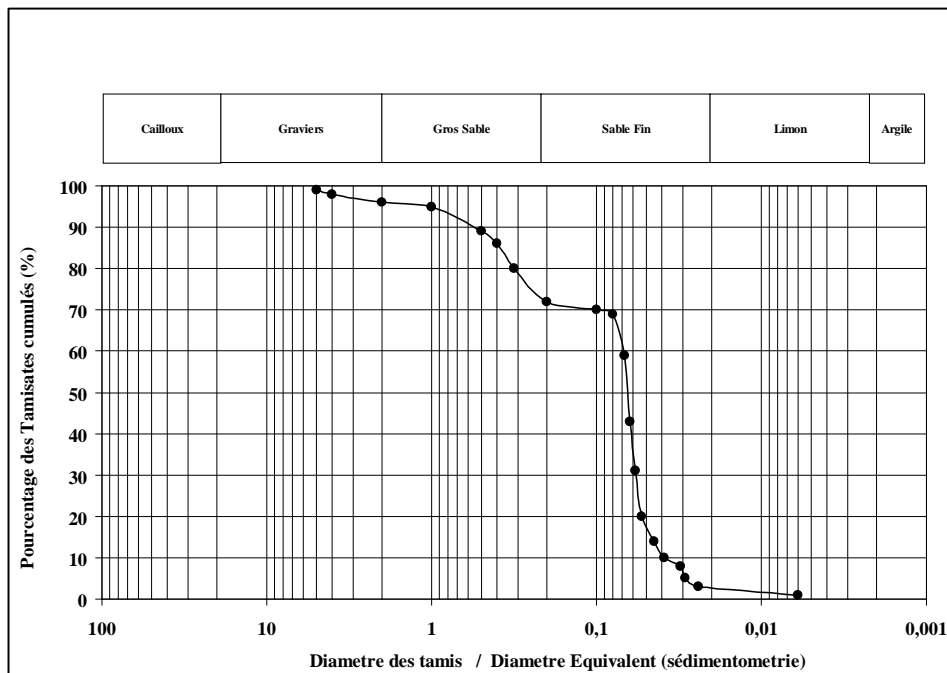


Figure 3.5: Courbe granulométrique de l'argile étudiée

D_{60} : Diamètre pour lequel 60% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{60} .

D_{30} : Diamètre pour lequel 30% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{30} .

D_{10} : Diamètre pour lequel 10% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{10} .

Coefficient d'uniformité ou de coefficient de Hazen: exprimé par le rapport:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Si $C_u > 2$ la granulométrie du sol est étalée ou non uniforme.

Si $C_u < 2$ la granulométrie du sol est uniforme ou serrée.

Coefficient de courbure est donnée par la formule:

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

Détermination de D_{10} , D_{30} , D_{50} et D_{60} .

D'après la courbe granulométrique du sol naturel nous pouvons déterminer (tableau 3.3).

Tableau 3.3: Différents diamètres de la courbe granulométrique du sol étudié

Notation	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀
Valeur en (mm)	0.040	0.058	0.065	0.070

Détermination du coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen (C_u):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.070}{0.040} = 1.75$$

C_u = 1.75 < 2 ⇒ La granulométrie du sol est serrée.

Détermination du coefficient de courbure (C_c):

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60}) \times (D_{10})} = \frac{(0.058)^2}{(0.065) \times (0.040)} = 1.29$$

1 < C_c = 1.29 < 3 ⇒ Le sol est mal gradué.

3.4. Limites d'Atterberg et indice de plasticité

3.4.1 Principe de détermination des limites d'Atterberg

L'essai s'effectue en deux phases:

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

3.4.2. Mode opératoire

a. Matériel pour détermination de la limite de liquidité

- Un appareil de Casagrande.
- Une étuve de dessiccation.
- Une balance.
- Des capsules ou boîtes de Pétri, spatules, truelles.

b. Matériel pour détermination de la limite de plasticité

- Une plaque lisse en marbre.
- Des capsules ou boîtes de pétri, des spatules.
- Une balance.
- Une étuve.
- Une plaque de verre.



Figure 3.6: Matériel pour détermination de la limite de liquidité et la limite de plasticité



Figure 3.7: Mode opératoire pour détermination de la limite de liquidité



Figure 3.8: Mode opératoire pour détermination de la limite de plasticité

Tableau 3.4: Détermination l'indice de plasticité

N° de l'essai	1	2	3
Teneur en eau (%)	60.28	59.31	58.32
Nombre de coupe N	20	25	30
Teneur de plasticité	W = 37.29%	W = 36.50%	W = 38.10%
	W = 35.71%		W = 35.48%
Limite de liquidité $W_L = 59.31\%$		Indice de plasticité $I_P = 22.66\%$	
Limite de plasticité $W_P = 36.65\%$			

3.5. Poids spécifiques γ_s

3.5.1. Appareillage

- Pycnomètre;
- Eau distillée, une balance et un thermomètre.

3.5.2. Mode opératoire

On prend une quantité d'argile qui est tamisé de diamètre (2mm), puis on pèse une quantité de 25g de l'échantillon (Figure 3.9).



Figure 3.9: Préparation de l'échantillon



Figure 3.10: Mode opératoire

On verse l'échantillon dans le pycnomètre après on ajout l'eau distillé qui est chauffé au 20°C puis on agite et on pèse le tous (pycnomètre + matériaux + bouchon + eau) (figure 3.11).



Figure 3.11: Mesure de la masse totale

3.5.3. Présentation des résultats

Tableau 3.5: Valeurs de la masse volumique

Masse du pycnomètre bouchon (g)	Masse pycnomètre + l'eau + bouchon (g)	Masse pycnomètre + bouchon + l'eau + sable (g)	Masse volumique γ_s (g/cm ³)
162.1	658.9	737.5	2.70

3.6. Valeur de bleu de méthylène (VBS)

Cet essai permet de caractériser les argiles des granulats quant elles sont présentes en faible quantité.

3.6.1. Appareillage et produit

a. Appareillage d'usage courant

- Balances;
- Chronomètre;

- Tamis;
- Bac;
- Pipettes.

b. Appareillage spécifique

- Un agitateur à ailettes;
- Un agitateur à barreau magnétique;
- Un bécher de 5000ml;
- Un circuit de pompage;
- Un spectrophotomètre.

c. Produit

- Eau déminéralisée et distillée;
- Eau de javel;
- Blue de méthylène.

3.6.2. Mode opératoire

- Préparation de la solution du Blue.
- Prélevé la masse de 30g.
- Introduire masse dans le récipient, et mettre en suspension dans l'eau distillée.
- Agiter sous une vitesse $600\text{tours/min} \leq v \leq 800\text{tours/min}$ pendant $t \geq 5 \text{ min}$

Si l'auréole Blue clair disparaît, procéder à de nouvelles injections de Blue jusqu'à l'apparition de l'auréole pendant $t = 5\text{min}$ successives.

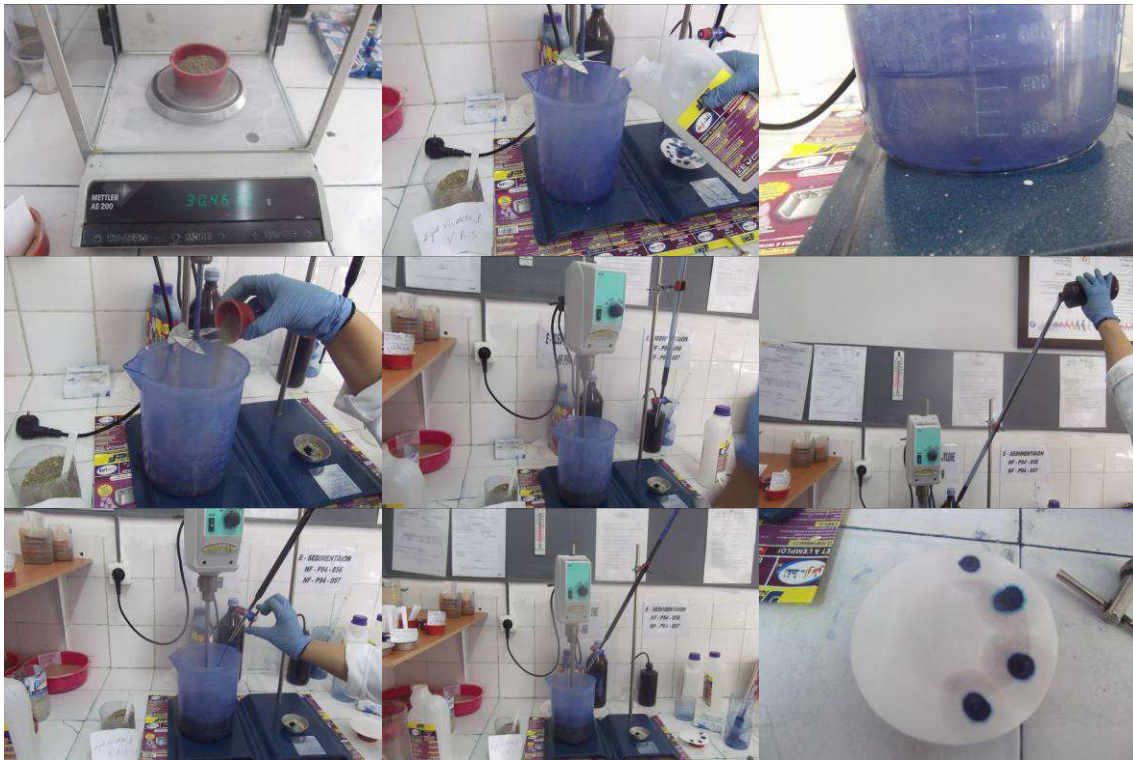


Figure 3.12: Mode opératoire d'essai de bleu méthylène

Tableau 3.6: Valeurs de bleu méthylène

Volume (ml)	C	Fraction (%)	VBS (gr/100 gr)
89	0.99	99	2.94

3.7. Détermination de la teneur en carbonates CaCO_3

L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone (CO_2) dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès (dans des conditions de température et de pression atmosphérique connues) par un échantillon préparé pour l'essai, l'appareil utilisé est appelé le calcimètre (figures 3.13 et 3.14).

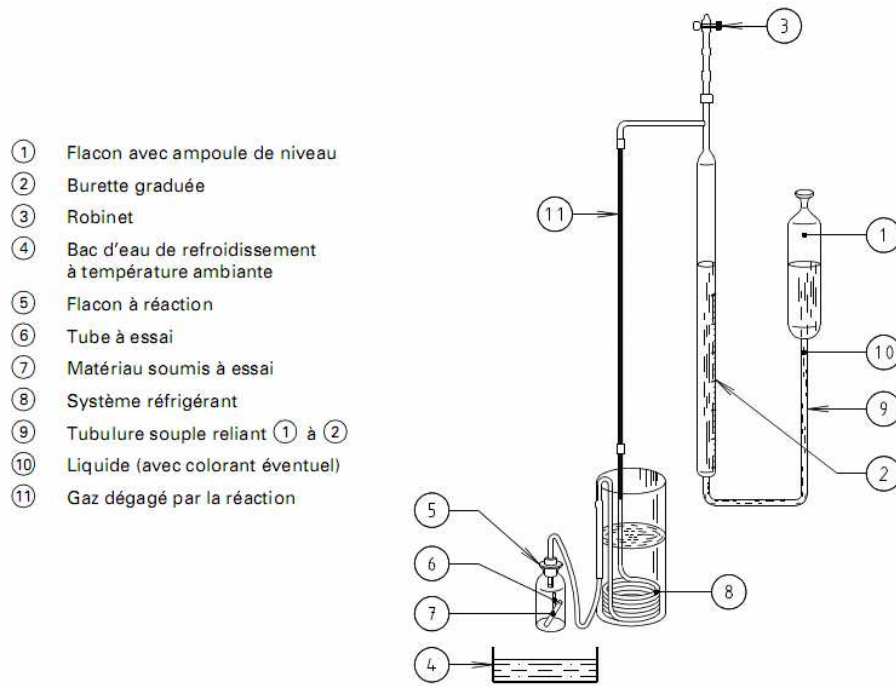


Figure 3.13: Schéma du calcimètre



Figure 3.14: Mode opératoire

Tableau 3.7: Détermination de la teneur en calcaire

Teneur de calcaire (%)	Nature
9	Sol faiblement carbonaté

3.8. Détermination de la de la teneur en eau en sulfates

3.8.1. Mode opératoire

- Peser 01 g de matière ± mg prés.
- Les introduire dans un bécher de 800ml.

- Délayer avec 20 ml d'eau distillée.
- Ajouter en remuant 10ml HCL concentré.
- Faire bouillir en agitant jusqu'à dissolution.
- Transvaser le filtrat dans un bécher de 600ml.
- Faire bouillir.
- Ajouter 15 ml de solution de Ba Cl₂ à 10%.
- Filtrer sur filtre sans cendre.
- Laver à l'eau bouillante jusqu'à disparition des chlorures (Essais au nitrate d'argent).
- Placer le filtre avec son résidu dans un creuset en porcelaine préalablement lavé. Séché et pesé (P1).
- Calciner au four à moufle pendant 15 minutes à température du 950±25°C.
- Refroidir au dessiccateur et peser (P2).

$$\text{SO}_4^{-2}(\text{mg/kg}) = (\text{P2-P1}) \times 0.343 \times 10^6$$



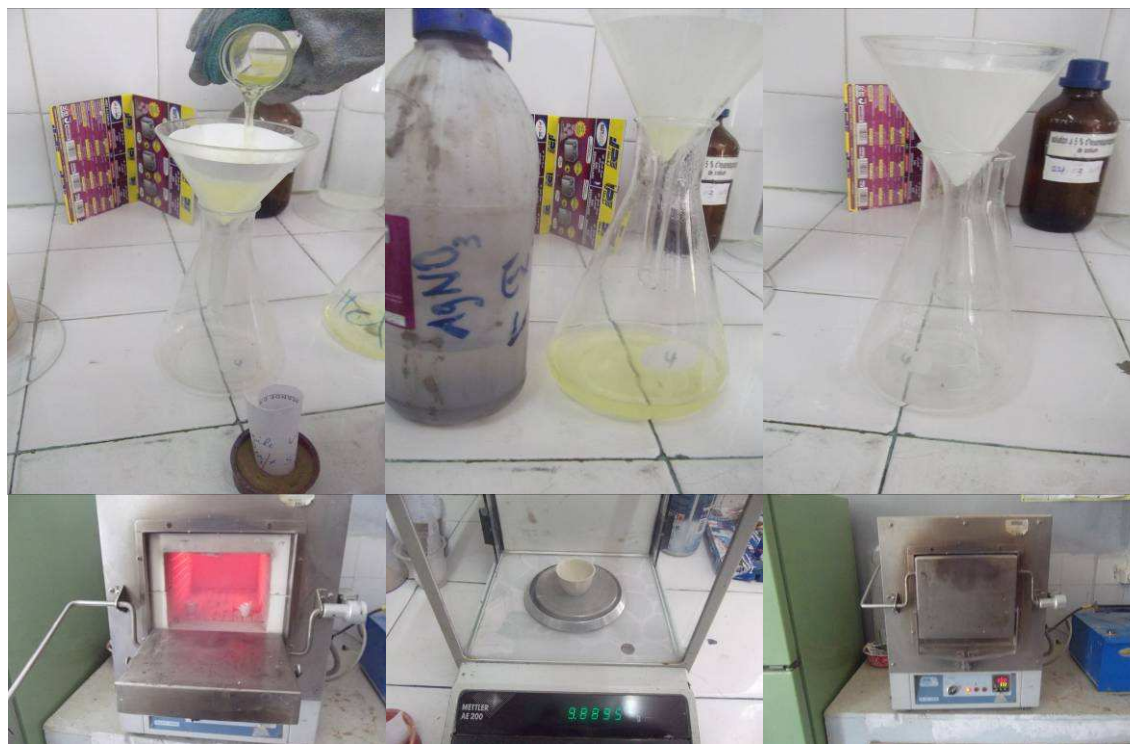


Figure 3.15: Mode opératoire

Tableau 3.8: Détermination de la teneur en sulfate

Taux de sulfate SO_4^{-2} (mg/kg)	Nature
18500	Sol est fortement agressif

3.9. Essais mécaniques

3.9.1. Essai de compactage dans un moule Proctor

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits: Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié.

Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.

3.9.2. Appareillage

a. Appareillage spécifique

L'appareillage spécifique comporte (figure 3.16):

- Moule Proctor.
- Dame de compactage manuel «dame Proctor normal».
- Une règle à araser.
- Appareillage d'usage courant
- Tamis d'ouvertures de mailles carrées de dimensions nominales 5 mm.
- Balances.



Figure 3.16: Appareillage pour l'essai Proctor

3.9.3. Mode opératoire

- Faire le choix de matériel (Moule, Dame); (Moule Proctor, Dame Proctor normal).
- Sécher le matériau dans une étuve réglée à 50°C maximum jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai.
- Après séchage, le matériau est tamisé à 5 mm et seul le tamisât est conservé pour l'exécution de l'essai.
- Le matériau est homogénéisé et divisé par appréciation visuelle en au moins cinq parts égales.
- Humidifier le sol à la teneur en eau voulue, bien homogénéiser.
- Montrer la base du moule sur son socle et peser cet ensemble.
- Montrer la hausse sur le moule.
- Effectuer l'essai Proctor (Trois couches; 25 coups par couche).
- Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur d'un centimètre au maximum. Cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radialement du centre vers la périphérie du moule. Si des éléments > 10mm sont entraînés dans cette opération, en laissant des vides à la surface de l'éprouvette, combler ceux-ci avec des éléments fins qui sont lissés avec la règle à araser.

- Peser l'ensemble du moule avec le matériau.
- Démoulage de l'éprouvette. On extrait, ensuite, un échantillon représentatif pour en déterminer la teneur en eau.

3.9.4. Expression des résultats

Pour chaque éprouvette compactée il convient de calculer:

- La teneur en eau;
- La masse du matériau sec contenu dans le moule;
- La masse volumique du matériau sec en tenant compte du volume réel du moule utilisé, déterminé à partir de mesures géométriques réalisées à 0.1 mm près.



Figure 3.17: Mode opératoire d'essai Proctor

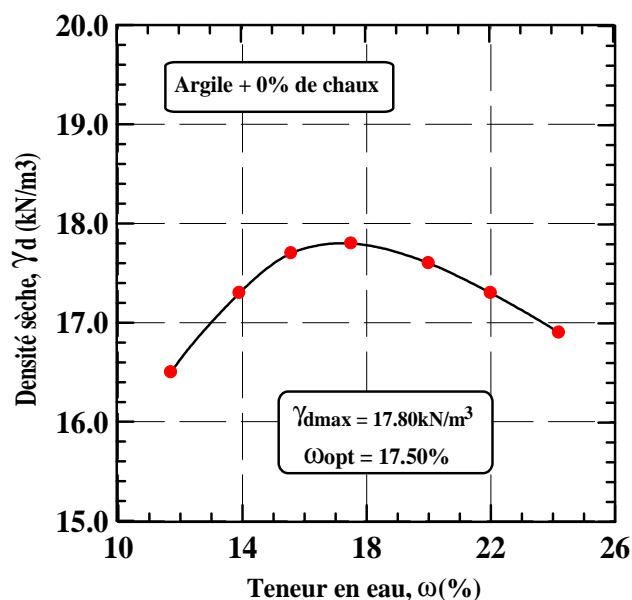


Figure 3.18: Courbe de compactage Proctor de l'argile étudiée

Tableau 3.9: Caractéristiques physiques du sable

γ_s (g/cm ³)	C_u	C_c	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)	ω_{opt} (%)
2.70	1.75	1.29	0.040	0.065	59.31	36.65	22.66	17.80	17.50

3.10. La chaux

La chaux est obtenue par cuisson de roches calcaires dans des fours droits ou rotatifs à une température variable de 900 à 1250°C. On distingue plusieurs natures de chaux, selon la composition chimique de la roche d'origine. La chaux utilisée dans cette étude est une chaux vive produite par la société BMSD-SARL située dans la ville de Saïda (Sud-Ouest du territoire national) (figure 3.19). Les propriétés physiques et chimiques de cette chaux sont présentées dans le tableau 3.8.



Figure 3.19: Chaux vive de Saida

Tableau 3.10: Propriétés physiques et chimiques de la chaux de Saida

Nom chimique	Chaux (%)
Apparence physique	Poudre blanche sèche
CaO	> 83.3
MgO	< 0.5
Fe ₂ O ₃	< 2.00
Al ₂ O ₃	< 1.5
SiO ₂	< 2.5
SO ₃	< 0.5
Na ₂ O	0.4 - 0.5
CO ₂	< 5.00
CaCO ₃	< 10
Densité spécifique	2.00
Plus de 90 µm (%)	< 10
Plus de 630 µm (%)	0.00
Matériau insoluble (%)	< 1.00
Densité apparente (g/l)	600-900

3.11. Préparation des échantillons

Nous avons remarque une diminution de la densité sèche (γ) et une augmentation de la teneur en eau (ω) à chaque ajout de chaux.

3.11.1. Procédure d'essai de cisailment

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (études de fondations, ouvrages de soulèvement, remblais, talus...), il est nécessaire de connaître la résistance du sol. Mais cette résistance est souvent difficile à déterminer, spécialement lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent.

La résistance d'un sol peut être définie par de nombreux critères: résistance à la compression simple, essai CBR, essai pénétrométrique, essai pressiométrique, essai triaxial et aussi essai de cisaillement rectiligne dit "à la boîte" que permet de réaliser la machine de cisaillement.

3.11.2. Description de l'essai

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé de sol, il se développe, en général, des contraintes de cisaillement qui entraînent des déformations du sol. Ces déformations peuvent être importantes le long de certaines surfaces appelées "surfaces de glissement" ou "surfaces de rupture". Par définition, la résistance au cisaillement d'un sol est la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture, au moment de la rupture. Cependant, cette notion de résistance au cisaillement d'un sol n'est pas toujours facile à définir, que ce soit pour l'essai de laboratoire ou pour le sol dans lequel est construit l'ouvrage. En effet, si on représente l'évolution de la contrainte de cisaillement τ en fonction de la déformation ϵ dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphique représenté page suivante sur la figure 3.20.

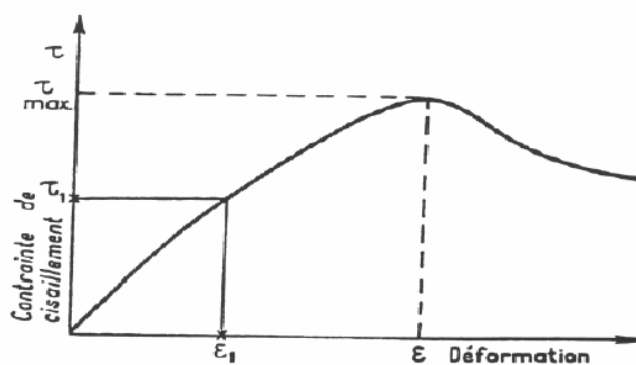


Figure 3.20: Courbe contrainte – déformation

Sur ce graphique, on peut définir la résistance au cisaillement comme:

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{\max} .
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande.
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire ϵ_1 .

Néanmoins, sauf dans certains cas particuliers, la résistance au cisaillement sera le maximum de la contrainte.

3.11.3. Principe de la méthode

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un dispositif permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à

vitesse constante. La force totale de cisaillement F est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée. Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon (figure 3.21).

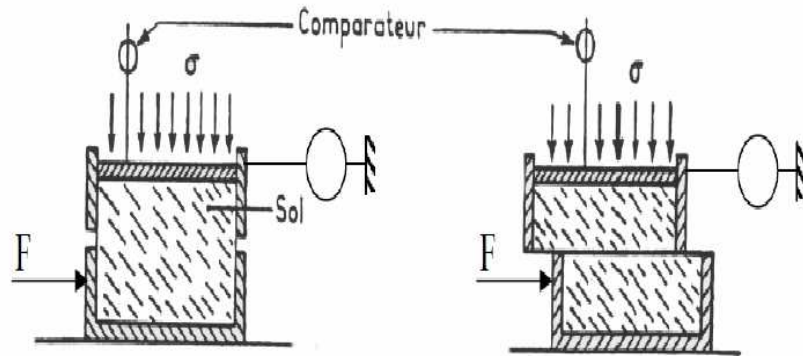


Figure 3.21: Schéma de la boîte de cisaillement.

3.11.4. Description de l'appareil

a. Appareillage

La machine se compose de plusieurs éléments (figures 3.22 et 3.23):



Figure 3.22: Vue d'ensemble de la boîte de cisaillement



Figure 3.23: Boîtes de cisaillement avec accessoires (section circulaire, $\phi = 6\text{cm}$)

3.11.5. Boite de cisaillement à déformations contrôlées

Elle est constituée d'un bâti métallique sur lequel repose, de la gauche vers la droite:

- Le boîtier de commande et le moteur;
- Le chariot porte-boite, entraîné horizontalement à vitesse constante par le piston. Il provoque le déplacement de la demi-boite inférieure et d'une partie de l'éprouvette d'essai;
- Le bras de réaction communiquant à l'anneau dynamométrique les efforts appliqués sur la demi-boite supérieure lors du cisaillement;
- L'anneau dynamométrique dont les déformations indiquent les efforts tangentiels développés dans le plan de cisaillement;
- Un système levier-étrier, appliquant sur le piston de la boîte les charges normales désirées à l'aide des différents poids.

3.11.6. Boite de cisaillement du laboratoire

De forme cylindrique, la boîte de cisaillement comporte (figure 3.24):

- Une demi-boite inférieure;
- Une demi-boite supérieure;
- Deux vis permettant de solidariser les deux demi-boites avant l'essai (pour faciliter la mise en place de l'échantillon);
- Un piston pour la consolidation;
- Deux pierres poreuses plates;
- Deux plaques de drainage;
- Le piston et la demi-boite inférieure possèdent des orifices pour la mise en eau de l'échantillon.

3.11.7. Bâtis de consolidation

Les bâtis de consolidation comportent:

- Un disque à leur extrémité sur lequel reposent les poids,
- Une tige support de comparateur pour la mesure du tassement des éprouvettes d'essais.

3.11.8. Poids

Ce sont des disques métalliques plats. Ils sont fendus afin de permettre leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du levier du bâti de consolidation. Chaque bâti de consolidation dispose de sa propre série de poids afin de pouvoir effectuer simultanément la consolidation de différentes éprouvettes d'essais sous les contraintes normales désirées.

3.11.9. Installation de l'appareil

Il est impératif de fixer la machine de cisaillement au sol (des trous sont prévus à cet effet). La machine doit être alimentée par du 220V monophasé.

Les deux comparateurs devront être installés une fois la boîte de cisaillement mise en place et la charge verticale appliquée.

3.11.10. Utilisation de l'appareil

a. Mise en place de l'échantillon dans la boîte

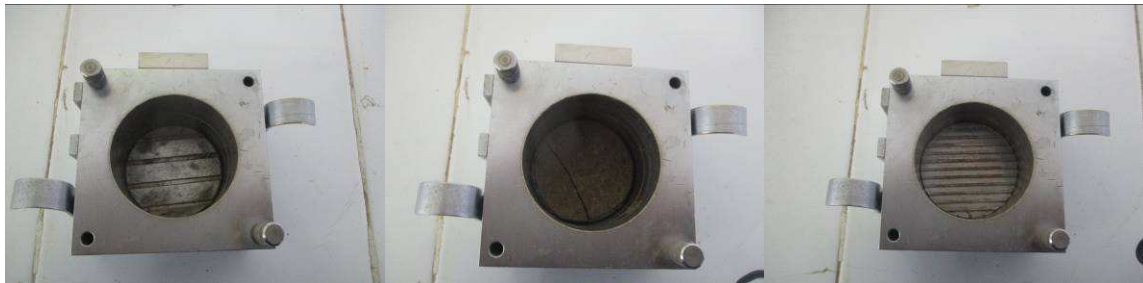


Figure 3.24: Préparation des plaques drainantes



Figure 3.25: Préparation de l'échantillon (section circulaire $\phi = 60\text{mm}$)



Figure 3.26: Détermination de la masse de l'échantillon



Figure 3.27: Mise en place de l'échantillon dans la boîte

3.11.11. Mise en place de la boîte et réglage des comparateurs

Mettre l'éprouvette dans le châssis étanche fixé sur le bâti; Fixe le système de mesure de l'effort de cisaillement horizontal (T); Régler la position du capture de mesure de déplacement relatif horizontale entre les deux demi-boîtes; Positionner le capture de mesure du déplacement verticale du piston par rapport à un repère fixe; Placer l'étrier de charge sur le piston de charge (100, 200 et 300 kPa); On positionne les aiguilles des comparateurs à zéro et on met la machine en marche (figure 3.28).

Remarque: Avant de commencer l'essai, il faut ôter les vis de blocage de la boîte. Introduire l'éprouvette dans les deux demi-boîtes solidarisiées



Figure 3.28: Mise en place de la boîte et réglage des comparateurs

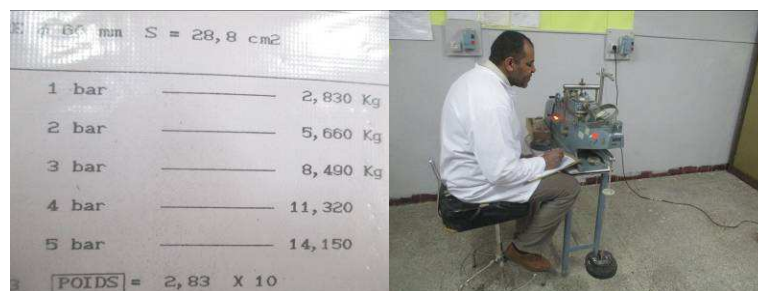


Figure 3.29: Réalisation l'essai

3.12. Essai de compressibilité à l'œdomètre

3.12.1. Définition de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini, la déformation latérale est nulle. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. L'essai de compressibilité en laboratoire

s'applique aux sols fins, des argiles aux sables fins limoneux. Il n'est pas adapté aux sables pour les deux raisons suivantes:

Il est impossible d'étudier des échantillons intacts pulvérulents.

L'essentiel des tassements des sables dans une fondation est du aux contraintes de cisaillement causant des variations de volume et non pas au phénomène de consolidation.

3.12.2. But de l'essai

L'essai de compressibilité à l'œdomètre (appelé également essai œdométrique) a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillons de sols, soumis à des charges verticales, (drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide). Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges, après consolidation. Il permet également d'atteindre le coefficient de perméabilité verticale pour une compacité donnée. Les déformations de l'éprouvette nous conduit à étudier le phénomène en deux étapes:

La première concerne la variation de l'indice des vides à la fin de chaque étape de chargement, en fonction de la pression σ_v appliquée. Elle permet de construire la courbe de compressibilité du sol.

La seconde concerne l'évolution du tassement de l'éprouvette en fonction du temps, pour une valeur donnée de la pression σ_v appliquée. Elle permet de construire la courbe de consolidation.

La courbe de compressibilité fournit:

- L'indice de compression C_c : Indique la compressibilité du sol.
- L'indice de gonflement C_s : Indique le gonflement du sol.
- La contrainte de préconsolidation σ_p' : indique l'historique du sol, sol normalement consolidé, sur-consolidé ou sous-consolidé.
- Le module œdométrique E_{oed} .

3.12.3. Déroulement de l'essai

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette d'aire de section transversale S à une série de paliers de chargement et de déchargement d'intensité constante et à mesurer, pour chacun d'eux, la variation de hauteur ΔH de cette éprouvette au cours du temps. L'exécution de l'essai comporte les opérations suivantes:

1. Taille de l'éprouvette et mise en place dans l'œdomètre.

2. Saturation de l'éprouvette (dans le cas des sols fins pour lesquels on s'intéresse à la vitesse de tassement, il est indispensable que le sol soit saturé pour que l'on puisse interpréter les courbes de tassement au cours du temps sous chacune des charges appliquées).
3. Application de la charge sur le piston par paliers de 24 heures et mesure du tassement au cours du temps sous chacune des charges successivement imposées à l'éprouvette; on applique habituellement des charges dont chacune est le double de la précédente. En fin d'essai, déchargement de l'éprouvette, pesée avant et après séchage à l'étuve (pour déterminer l'indice des vides).
4. Dépouillement des résultats.

3.12.4. Calculs élémentaires

Pour tracer pouvoir tracer la courbe de compressibilité et de consolidation, il est indispensable de calculer les propriétés de l'éprouvette suivantes.

3.12.5. Hauteur des plaines

C'est la hauteur de solide équivalente ou hauteur des plaines, constante au cours de l'essai.

$$H_p = \frac{W_s}{G \times \gamma_w \times S}$$

3.12.6. Hauteur de l'eau finale

Après le calcul de la teneur en eau finale w_f , on peut déterminer la hauteur de l'eau par la formule suivante:

$$H_w = w_f \times G \times H_p$$

3.12.7. Hauteur initiale de l'éprouvette

Pour éviter toutes erreurs de calcul, la hauteur initiale de l'éprouvette est calculer et non pas estimer par rapport a la hauteur de l'anneau, cela par la formule suivante:

$$H_i = H_p + H_{w(finale)} + \Delta H_{(finale)}$$

3.12.8. Indice des vides

Soit H , la hauteur de l'éprouvette à un moment donné. L'indice des vides est alors:

$$e = \frac{H - H_p}{H_p}$$

3.12.9. Principaux paramètres de compressibilité

a. Pression de préconsolidation σ'_p

La pression de préconsolidation σ'_p est la plus grande pression effective à laquelle a été soumis l'échantillon de sol au cours de son histoire. On dira que le sol est normalement consolidé si la contrainte de préconsolidation σ'_p est égale à la contrainte due au poids des terres $\sigma'_{v,0}$. Si un sol présente une contrainte de préconsolidation plus grande que la contrainte due au poids des terres, on dit qu'il est sur-consolidé. Par contre il est rare de trouver que la pression de préconsolidation soit inférieure à la contrainte effective verticale actuelle, auquel cas, il serait sous-consolidé. La sous-consolidation peut se produire par exemple, dans les sols qui ont été déposés récemment soit par un processus géologique ou par intervention humaine.

3.12.10. Détermination de la pression de préconsolidation σ'_p

L'abscisse du point d'intersection σ'_p (figure 3.30) est appelée pression de préconsolidation. Différentes méthodes ont été proposées pour déterminer la pression de préconsolidation en pratique (méthode de Casagrande, méthode de Schmertmann, méthode LPC, etc.).

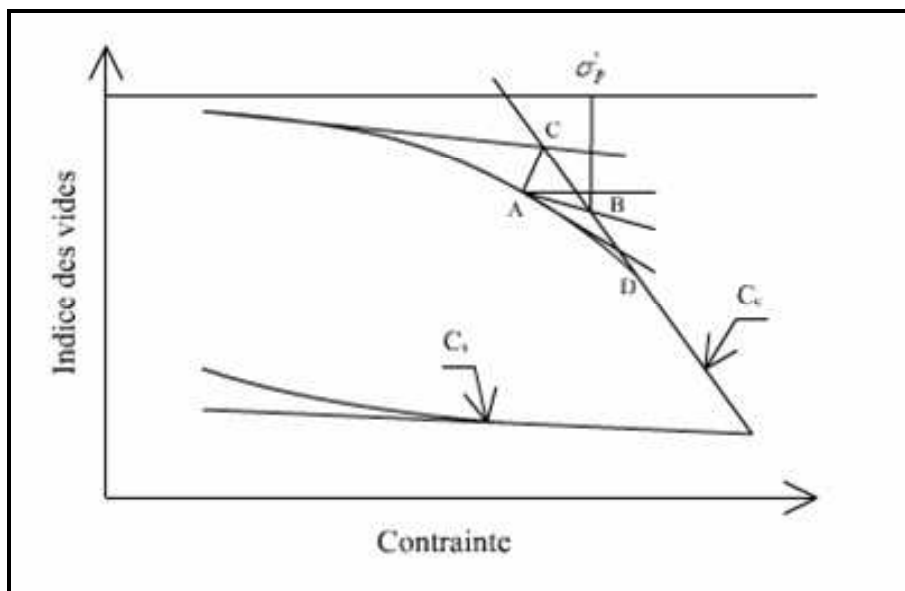


Figure 3.30: Courbe de compressibilité

La construction de Casagrande (1936) est la plus fréquente. Cette dernière s'applique sur les courbes de compressibilités par la méthode suivante :

L'intersection des deux droites rectiligne de la courbe (le point C de la figure 3.30), on trace une bissectrice jusqu'à l'intersection avec la courbe (le point A de la figure 3.30).

On trace une horizontal à partir du point A .

On trace ensuite une tangente à la courbe, à partir du point A .

On trace la bissectrice de l'angle formé en 2 et 3.

On prolonge la partie rectiligne à droite de la courbe jusqu'au point d'intersection avec la bissectrice obtenue à l'étape 4. Ce point correspond à la contrainte de préconsolidation (le point B à la figure 3.30).

3.12.11. Indice de compression C_c

L'indice de compression C_c est un paramètre sans dimension, dont les valeurs peuvent être très variables d'un sol à l'autre. À titre indicatif, le tableau 3.11 donne les ordres de grandeurs de C_c .

Tableau 3.11: Ordres de grandeurs de l'indice de compression

Type de sol	Indice de compression C_c
Sable	$0.01 < C_c < 0.10$
Argile raide (Kaolinite)	$0.10 < C_c < 0.25$
Argile moyenne	$0.25 < C_c < 0.80$
Argile molle (Montmorillonites)	$0.80 < C_c < 5.50$
Argiles modérément sensibles, normalement consolidées	0.2 à 0.5
Argile organique	4 et plus
Tourbes	De 10 à 15

Cet indice sert à la classification et l'identification des sols car:

$C_c < 0.02$ sol incompressible

$0.02 < C_c < 0.05$ sol très peu compressible

$0.05 < C_c < 0.1$ sol peu compressible

$0.1 < C_c < 0.2$ sol moyennement compressible

$0.2 < C_c < 0.3$ sol assez fortement compressible

$0.3 < C_c < 0.5$ sol très compressible

$C_c > 0.5$ sol extrêmement compressible

3.12.12. Détermination de l'indice de compression

La courbe de compressibilité présente le plus souvent une partie droite horizontale suivie d'une partie courbe, puis à nouveau d'une partie généralement droite et inclinée. Comme indiqué sur la figure 3.29. L'indice de compression C_c est la pente de cette droite inclinée.

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)}$$

3.12.13. Indice de gonflement C_s

L'indice de gonflement C_s , sera la pente estimée de la courbe de décompression (deuxième branche) (figure 3.30).

$$C_s = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)}$$

3.12.14. Module œdométrique E_{oed}

Le module œdométrique E_{oed} est une autre représentation classique de la compressibilité des sols à l'œdomètre. Il est défini de la façon suivante:

$$E_{oed} = \frac{(1 + e_0) \times \Delta \sigma'_v}{\Delta e} \quad \text{Ou} \quad E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \epsilon_v}$$

Si on définissait pour les matériaux élastique un module œdométrique E_{oed} , compte tenu de la condition aux limites de l'essai (déplacements nuls sur les parois latérales à l'œdomètre) on a la relation suivante:

$$E = E_{oed} \times \left(1 - \frac{2 \times \nu^2}{1 - \nu} \right)$$

E : est le module de Young

ν : est le coefficient de poisson

Si de plus on suppose que le coefficient de poisson est de 0.33 on a $E = 0.33 \times E_{oed}$

Ce module sert à la classification et l'identification des sols car:

$10 < E_{oed} < 300$ MPa pour les sables

$1.5 < E_{oed} < 10$ MPa pour les argiles raides

$0.1 < E_{oed} < 1$ MPa pour les argiles molles

3.12.15. Détermination du module œdométrique

Le module œdométrique est relié à l'indice de compression par:

$$E_{oed} = \frac{2.3 \times \sigma' \times (1 + e_0)}{C_c}$$

Dans lequel σ' correspond à la seconde pression appliquée sur l'éprouvette, dans une augmentation de charge (intervalle de charges). Pratiquement au laboratoire, la valeur du module œdométrique (E_{oed}) est déterminée seulement pour l'intervalle de pression contenant la pression de préconsolidation (σ'_p) pour chaque essai de compressibilité.

3.12.16. Procès-verbal d'essai

Le procès-verbal d'essai comporte les informations minimales suivantes:

1. Identification de l'organisme qui a procédé à l'essai;
2. Numéro d'identification du dossier correspondant;
3. Provenance de l'échantillon duquel a été extraite l'éprouvette soumise à l'essai: site, numéro du sondage, profondeur, nature du sol;
4. Dates de début du premier palier et de la fin du dernier palier;
5. Caractéristiques de l'éprouvette avant et après essai: dimensions (diamètre et hauteur), teneur en eau w , indice des vides initial e_i
6. Graphique $(e, \log \sigma'_v)$ sur lequel figurent les points expérimentaux et les constructions effectuées pour déterminer les paramètres de compressibilité;
7. Paramètres de compressibilité (déterminés de manière conventionnelle):
 - Indice de compression C_c ,
 - Indice de gonflement C_s ;
 - Module oedométrique E_{oed} ;
 - Pression de préconsolidation σ'_p ;
 - Température à laquelle s'est déroulé l'essai ;
 - Observations liées à la réalisation de l'essai.

3.12.17. Appareillage et étude expérimentale

L'oedomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle comporte deux parties (figure 3.31 et 3.32):

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol;
- Un système de mise en charge.



Figure 3.31: Cellule œdométrique



Figure 3.32: Comparateur sur la cellule

3.12.18. Cellule œdométrique

Les cellules œdométriques ouvertes, comportent (figure 3.33):

- Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol;
- Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette;
- Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette;
- Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé;
- Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une bague métallique, on peut réaliser les essais sur des éprouvettes drainées d'un seul côté.

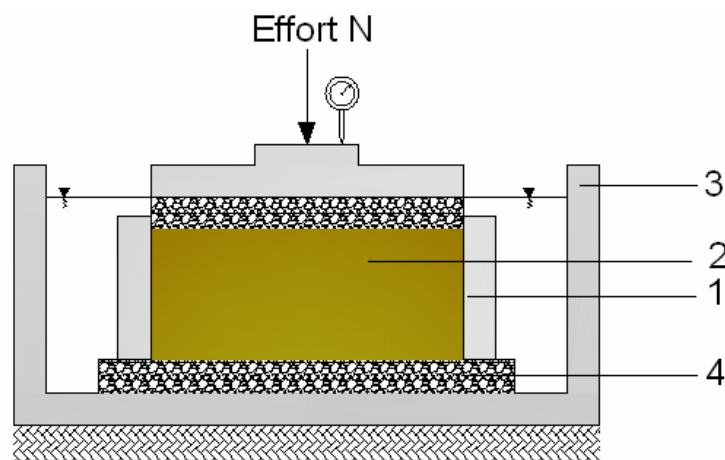


Figure 3.33: Schéma de la cellule œdométrique

3.12.19. Bague œdométrique

Une bague œdométrique est une enceinte cylindrique rigide qui reçoit l'éprouvette de matériau. Le diamètre intérieur D de la bague doit être supérieur ou égal à 50mm et sa hauteur telle que la hauteur initiale de l'éprouvette (H_i), exprimée en millimètres: $10 \leq H_i \leq 0.4D$. Le diamètre intérieur et la hauteur de la bague ou de l'enceinte sont mesurés avec une incertitude de 0.1mm. L'aire de la section transversale de la bague ou de l'enceinte est déterminée par calcul.

3.12.20. Eprouvette de matériau

L'éprouvette d'essai est retenue latéralement par une paroi lisse indéformable. Elle est comprise entre deux pierres poreuses où entre deux disques en métal fritté, avec possibilité pour l'eau de circuler à travers le conduit d'évacuation d'eau. Les dimensions de l'éprouvette d'essai sont de 50mm ou 70mm pour le diamètre, de 20mm ou 24mm respectivement pour la hauteur. Pour les matériaux raides à très raides, le diamètre de l'éprouvette pourra être réduit, sans être inférieur à 35mm, afin d'atteindre des contraintes supérieures à 1.6MPa, le bâti doit être adapté en conséquence.

3.12.21. Réservoir

Un réservoir sert de bac d'imbibition muni d'un logement recevant la bague œdométrique.

3.12.22. Disques drainants

Deux disques drainant, rigides, plans (pierres poreuses) sont éventuellement reliés à des orifices pour la circulation des fluides. Ils se trouvent aux extrémités supérieures et inférieures de l'œdomètre, et permettent le drainage pendant la consolidation. Ils sont faites de corindon fritté ou de bronze poreux, le diamètre de la pierre poreuse du haut a environ 0.5mm de moins que celui de l'anneau afin que le capuchon ne soit pas coincé par les parois de l'anneau lorsque l'échantillon se déforme sous la charge.

3.12.23. Système de mise en charge

Pour appliquer les charges nécessaires sur le piston de l'œdomètre, on utilise principalement des systèmes mécaniques de chargement par poids, en général avec des bras de levier pour augmenter les efforts appliqués. Ce système est adapté à la réalisation des essais classiques de chargement par paliers (figure 3.34).



Figure 3.34: Œdomètres avec les accessoires

3.12.24. Bâti

Comprenant essentiellement un levier qui transmet les charges, le bâti de consolidation doit être stable, rigide et doit appliquer les charges suivant l'axe du piston. Ces exigences étant satisfaites, il admet de nombreuses variantes de forme et de gabarit. Le modèle courant, comporte le bras de levier est de rapport 9.10 et 11. Le bâti, quasi indéformable sous l'effet des efforts appliqués, supporte la cellule œdométrique et maintient la base horizontale.

3.12.25. Dispositif d'application de l'effort sur l'éprouvette

Le système mécanique qui est le plus utiliser au laboratoire géotechnique, permet de repartir verticalement l'effort de compression appliqué sur l'éprouvette de matériau avec une incertitude de 2% et de la maintenir constante, par l'intermédiaire d'un cylindre rigide diamètre très légèrement inférieur à celui de l'éprouvette (50-70mm) afin de coulisser librement sans jeu ni frottement. Dans le cas d'utilisation d'un piston, ce dernier doit posséder en son centre, à sa partie supérieure, un logement pour la rotule transmettant l'effort axial; due au chargement des poids sur le plateau (figure 3.35).

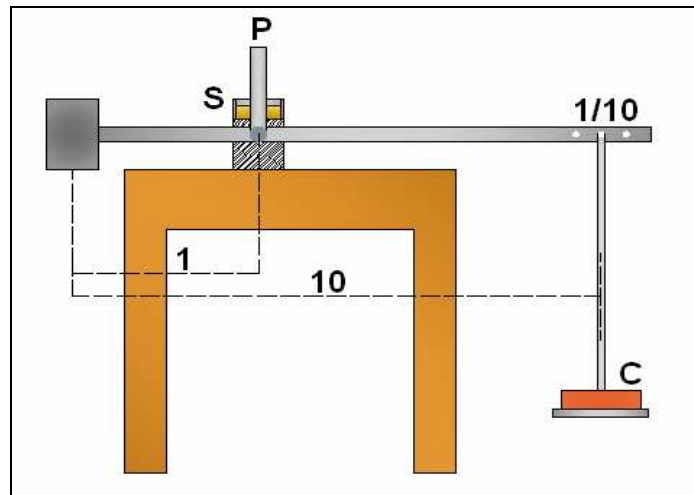


Figure 3.35: Dispositif de chargement

C : Charge appliquée

S : Section de l'éprouvette

P : Pression due à la charge C

$$P = (C/S) \times 10$$

Ainsi que 10 est l'inverse du mode de chargement 1/10

3.12.26. Poids

Les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série. Chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète. Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du bras de levier.

Les poids doivent être conçus pour transmettre à l'éprouvette une contrainte verticale moyenne pouvant atteindre au moins 1.6MPa à charge maximale et une contrainte inférieure à 10kPa sous son poids propre.

3.12.27. Matériel complémentaire

Le matériel complémentaire comprend:

1. Une meule à découper les étuis contenant les carottes de sol.
2. Une balance précise à 0.1g, portée de 500g au minimum, pour la mesure des teneurs en eau et des masses volumiques.
3. Une étuve
4. Un calibre donnant le diamètre de l'éprouvette à découper

5. Cordes a piano, scies à fils, à métaux, à bois, et couteaux divers etc, pour tailler des éprouvette de consistance variée
6. Des comparateurs au centième de millimètre ayant une course de 10mm. Pour les sols très compressibles, des comparateurs de même précision ayant une course de 20mm, environ.
7. Un chronomètre donnant la seconde.
8. Un thermomètre.
9. Un réglé de 100mm environ, gradue au demi - millimètre.
10. Des coupelles tarées, en aluminium, pour la mesure des teneuses en eau.
11. Du papier filtre

3.12.28. Précautions concernant le moule œdométrique

Il faut prendre les précautions suivantes concernant le moule œdométrique:

1. Connaître, une fois pour toute, la profondeur exacte du logement du moule, pour les 2 positions de la goupille de blocage.
2. Avant de goupiller le piston, s'assurer qu'il coulisse librement dans le cylindre. S'assurer du bon fonctionnement de l'étanchéité du joint.
3. Désaérer la pierre poreuse de la base du moule en versant de l'eau distillée dans le conduit d'eau jusqu'à débordement dans la base. Les bulles d'air sont évacuées par un purgeur ou par succion.
4. Laisser tremper dans l'eau la pierre poreuse du piston pendant une demi-heure au moins.
5. Toujours mettre un papier filtre entre l'éprouvette et les deux pierres poreuses pour conserver la porosité de celles-ci.
6. Avant de visser le collier de serrage, s'assurer par une légère rotation que le cylindre s'appuie bien sur le fond de la base.
7. Bien visser le collier de serrage à l'aide des deux broches mais sans écraser au maximum le joint d'étanchéité.
8. Bien serrer les comparateurs dans leur support et s'assurer du libre mouvement des palpeurs.
9. Vérifier l'équilibre du bras de levier.

3.13. Etude expérimentale

3.13.1. Préparation de l'éprouvette

a. Taillage de l'éprouvette

L'intérieur de la bague de l'œdomètre utilisé, de diamètre D égale à 50.04mm, est légèrement enduit de graisse non dégradable par l'eau. L'éprouvette est carottée au moyen de la bague

œdométrique, taillée avec soin aux dimensions de l'enceinte œdométrique dans laquelle elle est introduite. Elle est arasée sur les deux faces parallèles de la bague puis pesée.

b. Provenance de l'échantillon

On a pris en compte les problèmes posés par les sondages, les modes de prélèvement et leurs effets perturbateurs sur le sol en place, leur manutention et leur conservation. En premier nous avons apprécié au mieux tous les commentaires portés sur la fiche de sondage. On note la profondeur, ainsi que par observation la nature du sol.

c. Propriétés de l'éprouvette

Peser l'éprouvette, calculer le poids totale humide avant l'essai, le poids total sec après passage de l'éprouvette a l'étuve, ainsi que le poids de la tare. Ces mesure sont prise pour le calcul de la teneur en eau finale et de la hauteur des plaines.

d. Mise en place de l'éprouvette

L'éprouvette et sa bague de découpage, de caractéristiques géométriques connues, sont introduite dans la cellule œdométrique entre les deux disques drainants. Le dispositif de répartition de l'effort sur l'éprouvette est placé au contact de l'éprouvette et le système de mesurage de la variation de hauteur de l'éprouvette est mis en place. Alors que l'éprouvette n'est soumise qu'à la contrainte due uniquement au dispositif d'application de la charge, le réservoir de saturation est rempli d'eau à la température ambiante.

3.13.2. Exécution de l'essai

a. Saturation de l'éprouvette

Le moule étant mis sur le bâti de consolidation, l'éprouvette est saturée en remplissant réservoir à ras - bord d'eau distillée, ainsi que le piston creux jusqu'au niveau du trou de goupille.

b. Chargement de l'éprouvette

Après saturation de l'éprouvette, on commence le chargement, pendant toute, la durée de l'essai on a pris le soin de conserver l'éprouvette submergée. La charge maximale à appliquer à l'éprouvette dépend de la nature du sol et des charges réelles que l'on veut lui faire supporter in situ. Pour notre cas on a pris la charge maximale de 16.02 bar. L'observation de la variation de hauteur ΔH de l'éprouvette commence. Dès lors, de l'application des charges sur l'éprouvette.

c. Charges successives

Nous avons appliquée successivement toutes les 24 heures les charges suivantes:

0.125; 0.25; 0.5; 1; 2; 4; 8; 16; 32 (kg), les lectures des tassements sont faites sous chaque charge.

d. Déchargement

Après 24 heures de l'application de la dernière charge de 32Kg, On a enlevé des poids afin de 24 heures plus tard, On a pris les lectures aux comparateurs. Après la dernière lecture, On a enlevé rapidement l'éprouvette du moule en la chassant de son logement à l'aide du piston, sécher l'eau de surface avec un papier filtre, peser et placer l'éprouvette dans l'étuve pour la détermination de la teneur en eau finale w_f .

3.14. Conclusion

Ce chapitre comporte une présentation des différents dispositifs et techniques expérimentales utilisés pour la réalisation des essais d'identification (analyse granulométrique par tamisage à sec, par sédimentométrie, les limites d'Atterberg, les essais chimiques), les essais de compactage, les essais de cisaillement direct et les essais de compressibilité à l'œdomètre. Nous avons également présenté les caractéristiques de l'argile étudiée ainsi que les différentes étapes de fabrication et la mise en place de l'échantillon jusqu'à l'étape de cisaillement.

Chapitre 4:

Présentation et interprétation des résultats d'essais

Chapitre 4:
Présentation et interprétation des résultats d'essais

4.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats d'essais effectués sur un mélange argile et chaux. L'intérêt de cette étude est de voir l'influence de l'addition de la chaux sur certains paramètres physiques et mécaniques des sols argileux traités par la chaux tels que le compactage, la résistance au cisaillement et les essais œdométriques.

4.2. Variation des caractéristiques de compactage

Les résultats expérimentaux concernant les caractéristiques de compactage Proctor standard sont présentés dans le tableau 4.1. Ces résultats concernent le sol argileux traité avec la chaux.

Tableau 4.1: Caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en chaux

Caractéristiques du compactage		
Désignation	Teneur en eau optimale w_{opt} (%)	Poids volumique sec maximal γ_{dmax} (kN/m ³)
Argile + 0% de chaux	17.50	17.80
Argile + 2% de chaux	19.50	17.20
Argile + 3% de chaux	21.50	16.80
Argile + 4% de chaux	23.50	15.90
Argile + 5% de chaux	25.50	15.50
Argile + 6% de chaux	27.50	14.90

La figure 4.1 montre l'effet de la chaux, sur les caractéristiques de compactage (densité sèche maximale et teneur en eau optimale) du sol argileux traité. En ajoutant la chaux, la densité sèche maximale diminue (figure 4.1a) et la teneur en eau optimale augmente (figure 4.1b). Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (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, Manasseh et al. 2008, Bozbey et al. 2010, Solanki et al. 2009, Harichane et al. 2011).

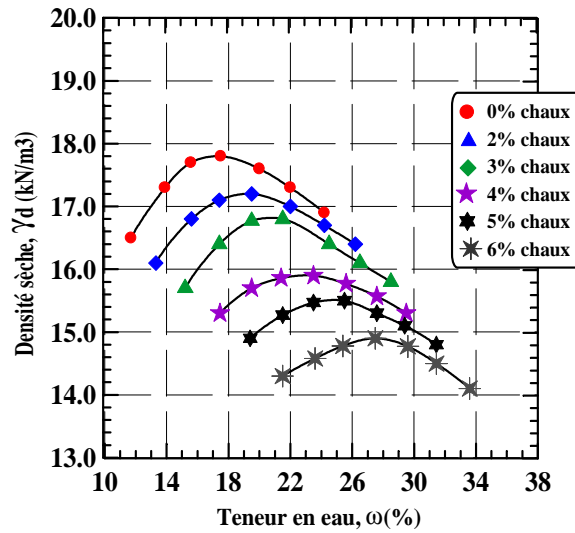


Figure 4.1: Courbes de compactage de l'argile traitée pour différentes teneurs en chaux

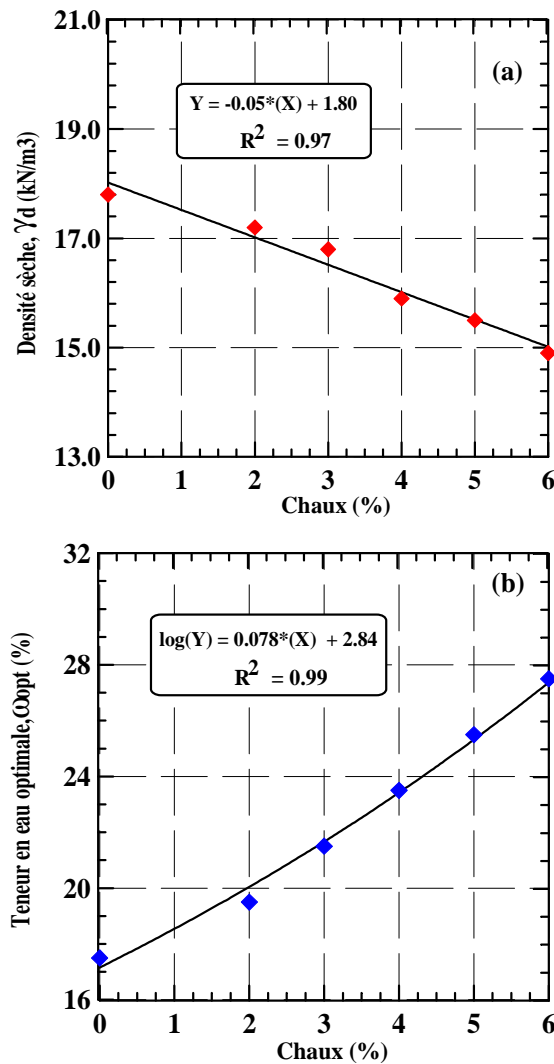


Figure 4.2: Variation des caractéristiques de compactage de l'argile traitée: (a) Densité sèche maximale en fonction de la teneur en chaux, (b) Teneur en eau optimale en fonction de la teneur en chaux

4.3. Essais de cisaillement direct sur l'argile traitée par la chaux

4.3.1. Influence de la contrainte normale initiale appliquée

a. Argile non traitée (0% de chaux)

La figure 4.3 représente les résultats des essais effectués sur l'argile non traitée (0% de chaux) pour différentes contraintes normales initiales. On constate d'après la figure 4.3a que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale initiale ($\tau_{\max} = 69.41, 125.88, 164.71$ kPa). La figure 4.3b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne est droite qui ne passe pas par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \phi + c$.

Où: τ : Contrainte de cisaillement maximale et σ_n : Contrainte normale;

ϕ : Angle de frottement interne et c : Cohésion (ordonnée à l'origine).

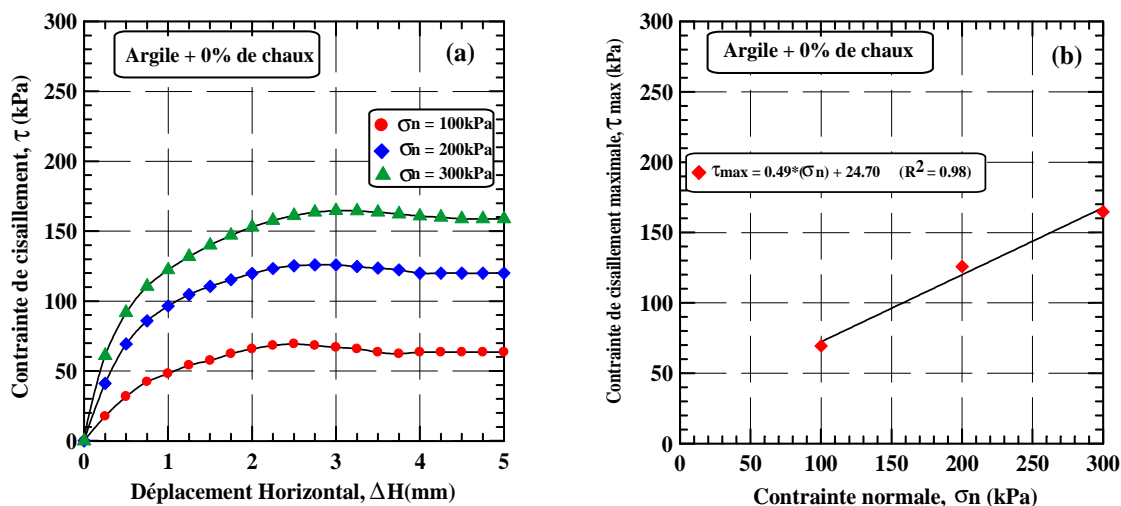


Figure 4.3: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (0% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa): (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale.

b. Argile traitée par 2% de chaux

La figure 4.4a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 2% de chaux pour différentes contraintes normales initiales. On remarque un comportement similaire à celui de l'argile non traitée, à savoir une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale. Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile non traitée ($\tau_{\max} = 70.59, 129.41$ et 168.24 kPa contre $69.41, 125.88$ et 164.71 kPa pour l'argile non traitée). La figure 4.4b montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate aussi que cette ligne droite qui ne passe pas par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \phi + c$.

Où: τ : Contrainte de cisaillement maximale et σ_n : Contrainte normale et c est la cohésion.

ϕ : Angle de frottement interne et c : Cohésion (ordonnée à l'origine).

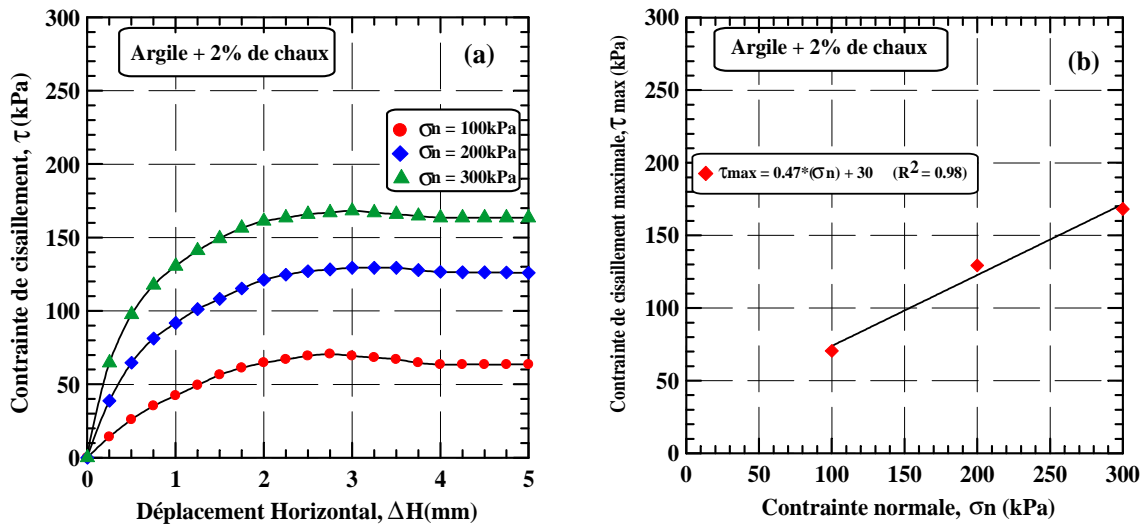


Figure 4.4: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (2% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa): (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale

c. Argile traitée par 3% de chaux

La figure 4.5a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 3% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{max} = 87.06, 138.82$ et 170.59 kPa). Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 2% de chaux. La figure 4.5b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n . tg \phi + c$.

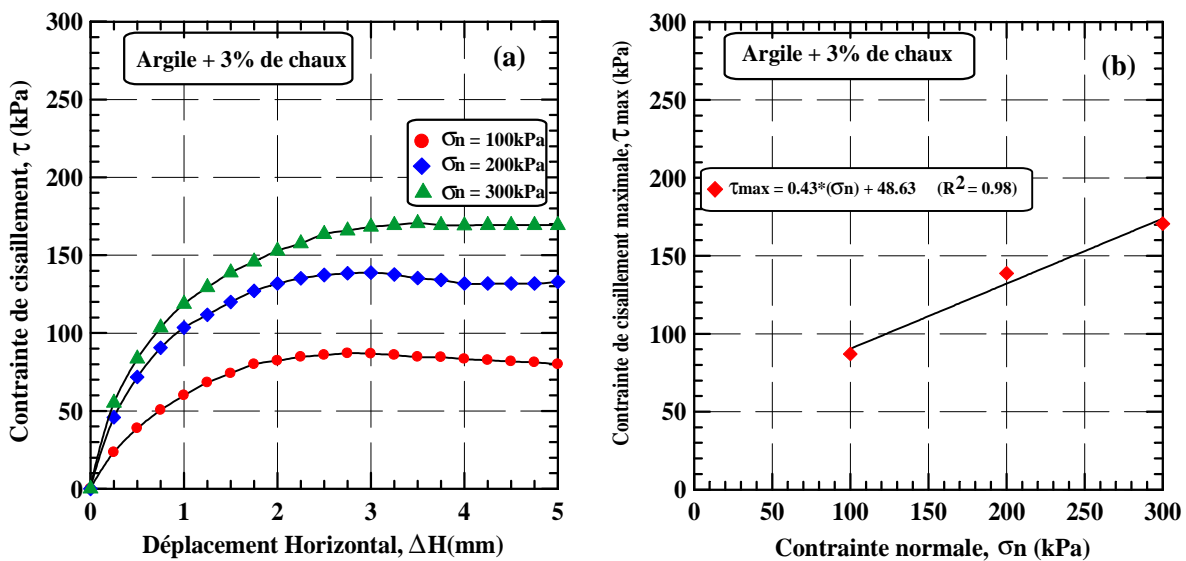


Figure 4.5: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (3% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa): (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale

d. Argile traitée par 4% de chaux

La figure 4.6a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile traitée par 4% de chaux pour différentes contraintes normales. On remarque une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{\max} = 100.00, 141.17$ et 181.17 kPa), cela est dû à l'effet de l'ajout de la chaux (un mélange avec l'argile). La figure 4.6b montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

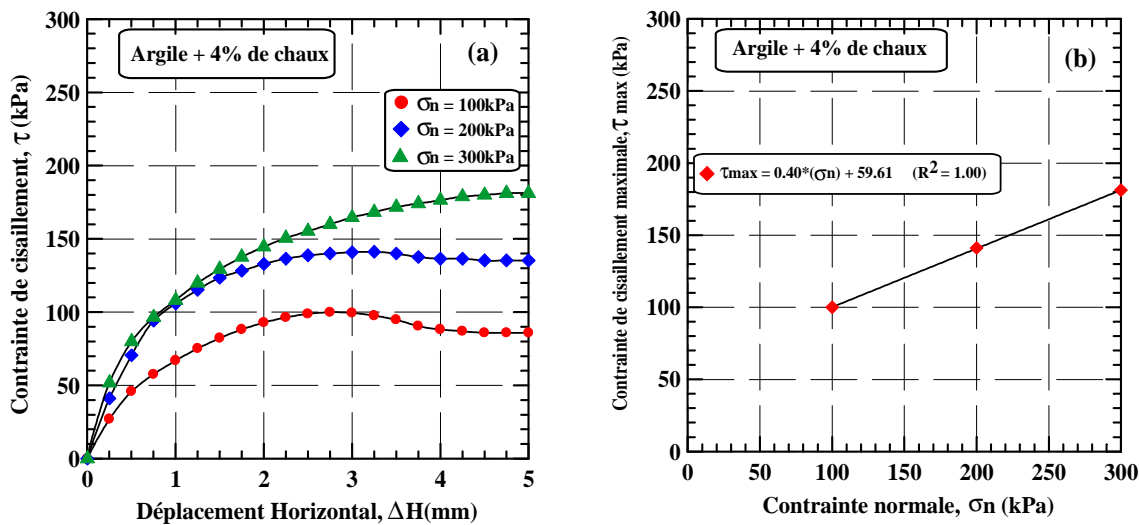


Figure 4.6: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l'argile (4% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa): (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale

f. Argile traitée par 5% de chaux

La figure 4.7a résume l'évolution du comportement de l'argile traitée par 5% de chaux. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{\max} = 120.00, 151.76$ et 195.29 kPa). Cette augmentation est supérieure à celle de l'argile traitée par 4% de chaux. La figure 4.7b montre le chemin des contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

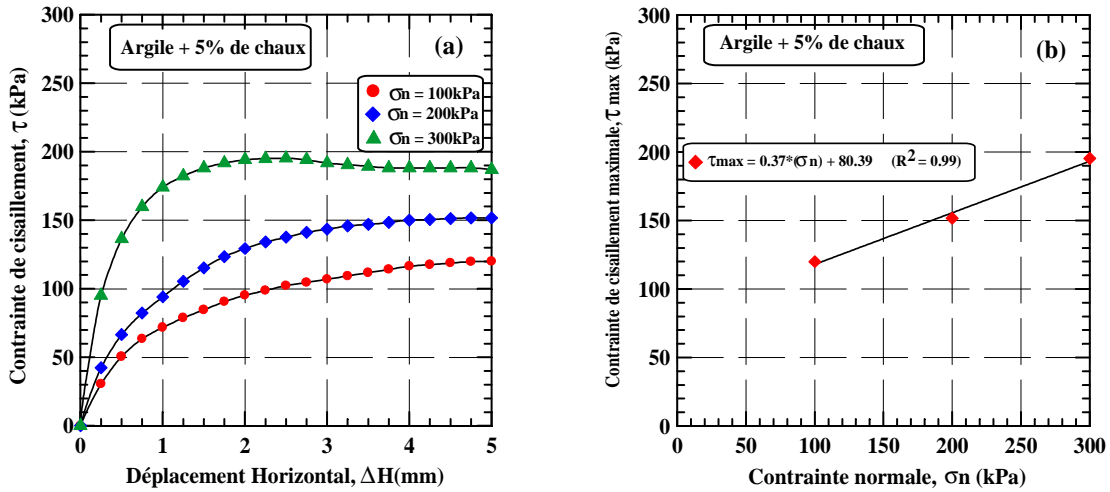


Figure 4.7: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l’argile (5% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa): (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale

g. Argile traitée par 6% de chaux

La figure 4.8a résume l’évolution du comportement de l’argile traitée par 6% de chaux. Les résultats portés dans cette figure permettent en évidence une importante constatation, à savoir un retour à la baisse de la résistance au cisaillement pour les trois contraintes normales appliquées ($\tau_{max} = 118.82, 144.71$ et 183.53 kPa). La figure 4.8b montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne droite qui passe par l’origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

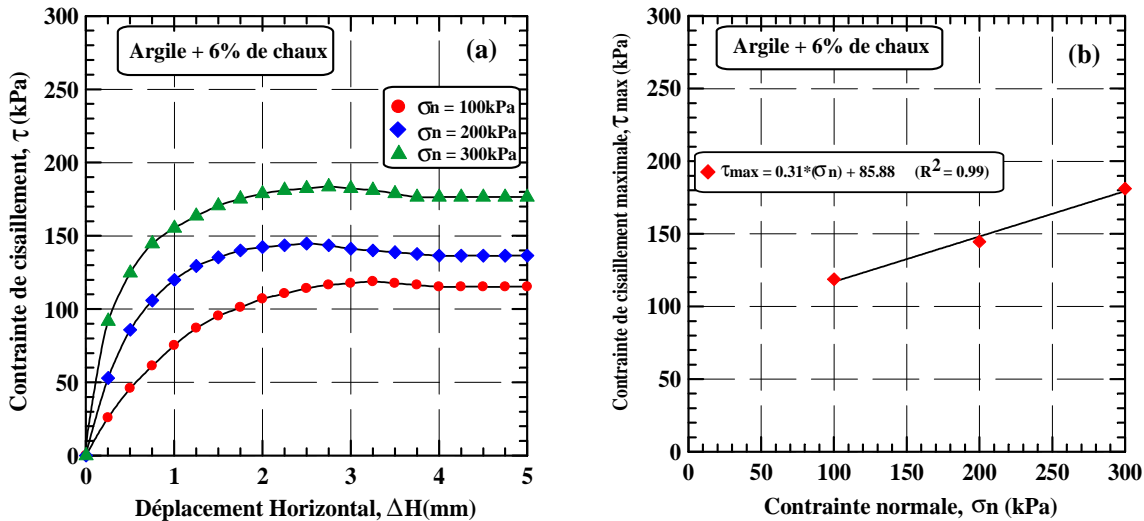


Figure 4.8: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement de l’argile (6% de chaux) ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa): (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - contrainte normale

4.3.2. Influence du traitement par la chaux sur résistance au cisaillement

La figure 4.9a, 4.10a et 4.11a illustrent les variations de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'argile non traitée (0% de chaux) et traité par la chaux (2% à 6%) soumis à des contraintes normales initiales variant de 100 kPa (figure 4.9a), 200 kPa (figure 4.10a) et 300 kPa (figure 4.11a). On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 5% de chaux, suivie d'une baisse continue pour l'argile traitée par 6% de chaux. Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale et le pourcentage de chaux (Figures 4.9a, 4.10b et 4.11b).

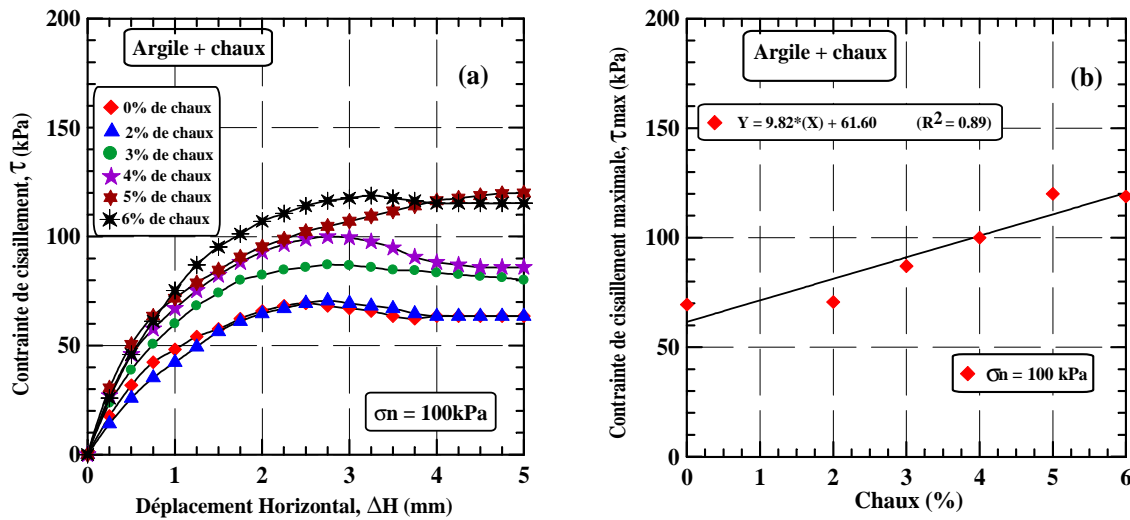


Figure 4.9: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol ($\sigma_n = 100$ kPa): (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

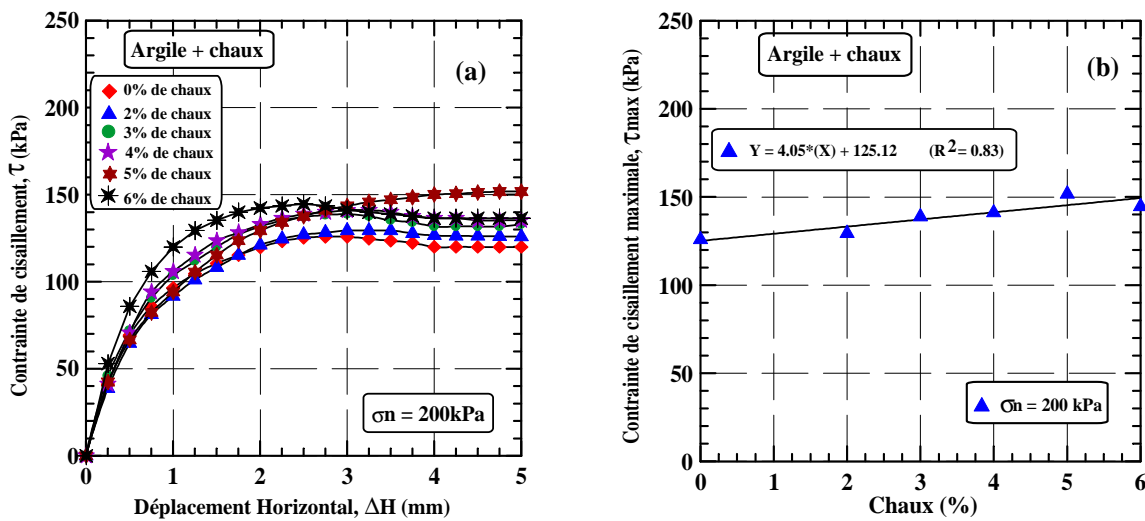


Figure 4.10: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol ($\sigma_n = 200$ kPa): (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

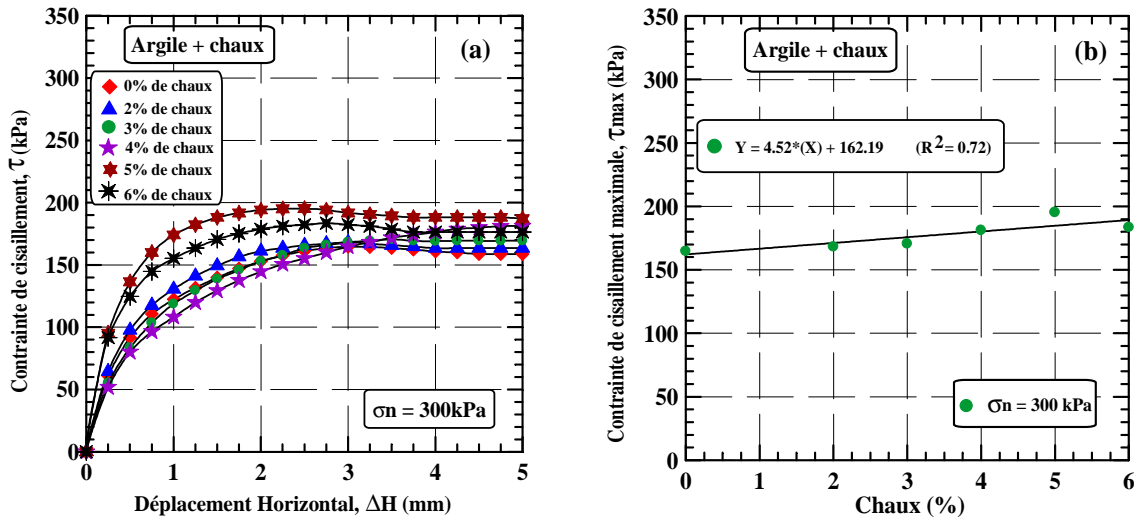


Figure 4.11: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement du sol ($\sigma_n = 300 \text{ kPa}$):
 (a) Courbe contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Contrainte de cisaillement maximale - teneur en chaux.

4.3.3. Effet de la contrainte normale sur la résistance maximale (τ_{\max})

La figure 4.12 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale initiale appliquée de 100, 150 et 200 kPa pour différentes teneurs en chaux. On peut remarquer à partir de ces figures une nette amélioration des caractéristiques mécaniques des échantillons pour les mélanges passant de 0% à 6% de chaux. On note aussi qu'il y'a une bonne corrélation ente la contrainte tangentielle maximale (τ_{\max}) et le pourcentage de chaux. L'expression suivante est proposée pour évaluer la contrainte tangentielle maximale (τ_{\max}) qui est fonction du pourcentage de chaux pour le mélange argile-chaux:

$$\tau_{\max} = A.(\sigma_n) + B \tag{1}$$

Où: A représente $\text{tg}\phi$ et B représente la cohésion c.

Tableau 4.2 donne les coefficients A, B et le coefficient de détermination (R^2) correspondants au mélange sable-chaux.

Tableau 4.2: Coefficients A, B et R^2 de l'équation (1)

Matériau	Chaux (%)	A	B	R^2
Argile - chaux	0	0.49	24.70	0.98
	2	0.47	30.00	0.98
	3	0.43	48.63	0.98
	4	0.40	59.61	1.00
	5	0.37	80.39	0.99
	6	0.31	85.88	0.99

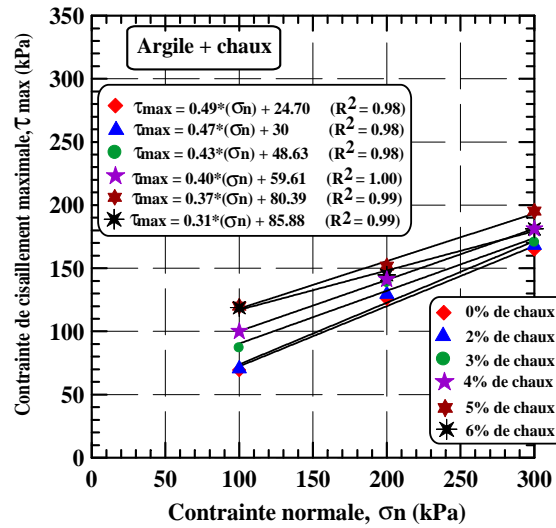


Figure 4.12: Effet de l’ajout de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}): Droites de Coulomb de type ($\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$).

4.3.4. Effet de l’ajout de la chaux sur la résistance maximale (τ_{max})

Les résultats de l’effet de la chaux sur la contrainte de cisaillement maximale (à la rupture) pour les différents teneurs en chaux sont présentés sur la figure 4.13. Cette figure montre une amélioration du comportement du sol avec l’augmentation de la teneur en chaux pour les trois contraintes normales initiales de 100, 200 et 300 kPa. On peut constater une nette amélioration de la résistance au cisaillement pour les mélanges variant de 0% à 5% de chaux ensuite, on note une baisse de cette résistance pour le pourcentage de chaux de 6%. Cette augmentation de la résistance est beaucoup plus prononcée pour la contrainte normale initiale de 200 et 300 kPa.

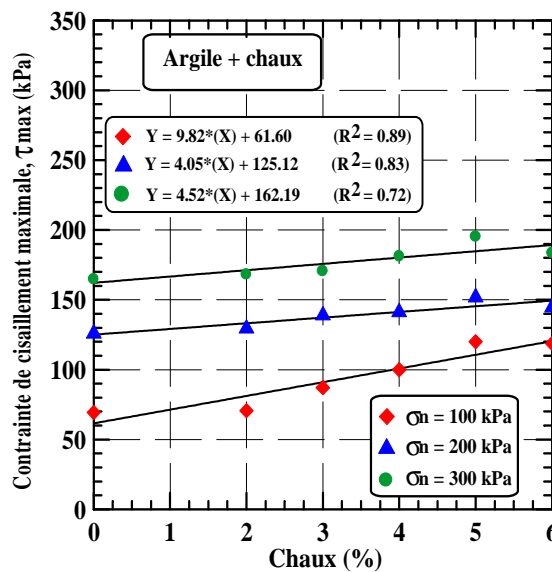


Figure 4.13: Influence de la chaux sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}) du sol argileux

4.3.5. Variation des paramètres de cisaillement

4.3.5.1. Variation de l'angle de frottement interne

Les résultats des essais concernant la variation de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la teneur en chaux sont présentés sur la figure 4.14. Cette figure montre une diminution linéaire de l'angle de frottement interne (ϕ) des échantillons traités à partir de 2% de chaux. Au delà de cette teneur, une diminution importante de l'angle de frottement interne (ϕ) et particulièrement pour les échantillons traités avec 5% et 6% de chaux. L'angle de frottement interne devient plus faible pour une teneur en chaux de 6%. L'expression suivante est proposée pour évaluer l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction du pourcentage de chaux pour le mélange argile-chaux (Coefficient de détermination $R^2 = 0.93$):

$$\log(\phi) = -1.46 * (X) + 27.18 \quad (2)$$

Où: ϕ représente l'angle de frottement interne et X est le pourcentage en chaux.

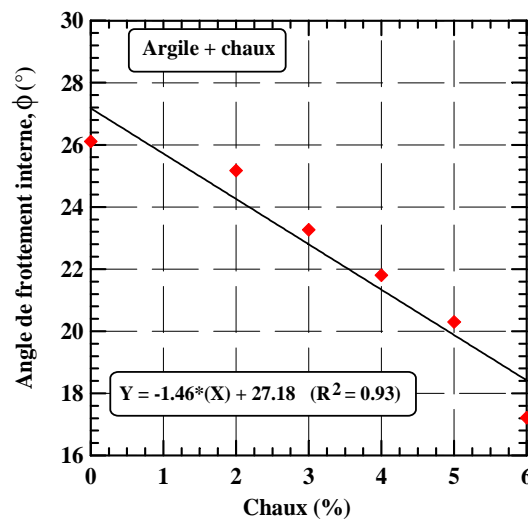


Figure 4.14: Variation de l'angle de frottement interne du sol en fonction de la teneur en chaux

4.3.5.2. Variation de la cohésion

Les résultats des essais concernant la variation de la cohésion (c) en fonction de la teneur en chaux sont présentés sur la figure 4.15. La figure montre que la cohésion augmente d'une manière logarithmique avec l'augmentation de la teneur en chaux. Cette augmentation de la cohésion est observée pour les échantillons traités à partir de 2% de chaux. Au delà de cette teneur, on note une augmentation considérable de la cohésion et particulièrement pour les échantillons traités avec 5% et 6% de chaux. Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (Gay et al.

2000, Harichane et al. 2011). Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (Gay et Schad 2000, Sakr et al. 2007). On note aussi qu'il y'a une bonne corrélation entre la cohésion et la teneur en chaux. L'expression suivante est proposée pour évaluer la cohésion en fonction du pourcentage de chaux pour le mélange argile-chaux (Coefficient de détermination $R^2 = 0.95$):

$$\log(c) = 0.23 * (X) + 3.13 \quad (3)$$

Où: c représente la cohésion et X est le pourcentage en chaux.

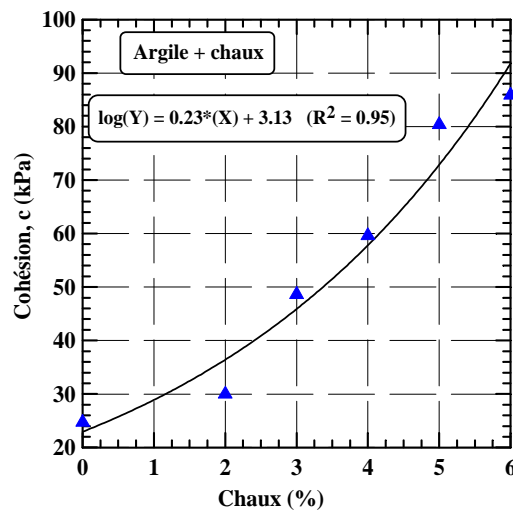


Figure 4.15: Variation de la cohésion du sol en fonction de la teneur en chaux

4.4. Essais de compressibilité à l'œdomètre sur l'argile traitée par la chaux

4.4.1. Influence de l'ajout de la chaux sur les courbes œdométriques de l'argile

Les courbes de compressibilité à l'œdomètre sont présentées sous forme $(e - \log \sigma)$. Les courbes (4.16 à 4.21) montrent la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale appliquée pour différentes teneurs en chaux variant de 0 à 6%. On peut constater sur ces courbes une phase de chargement et une phase de déchargement. La phase de chargement correspond à la compression de l'échantillon d'où une diminution de l'indice des vides par contre la phase de déchargement correspond au gonflement de l'échantillon et une augmentation de l'indice des vides.

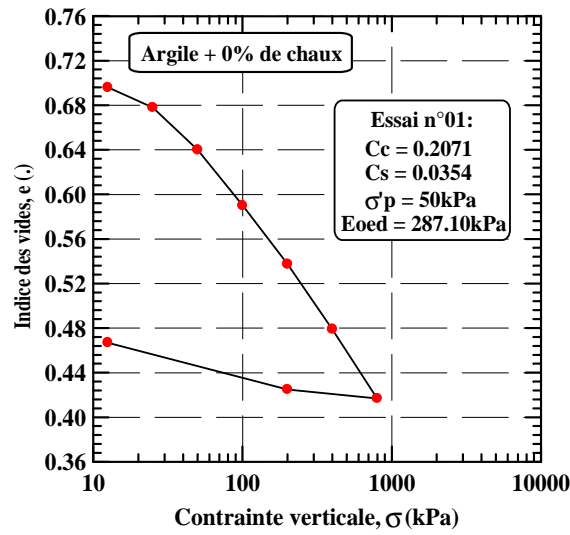


Figure 4.16: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 0%

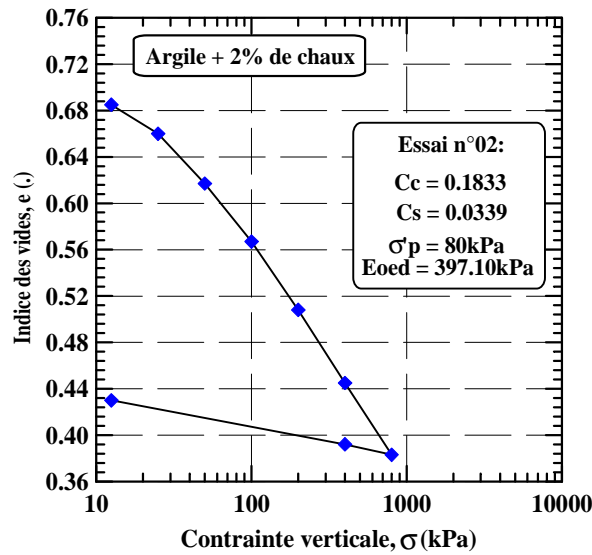


Figure 4.17: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 2%

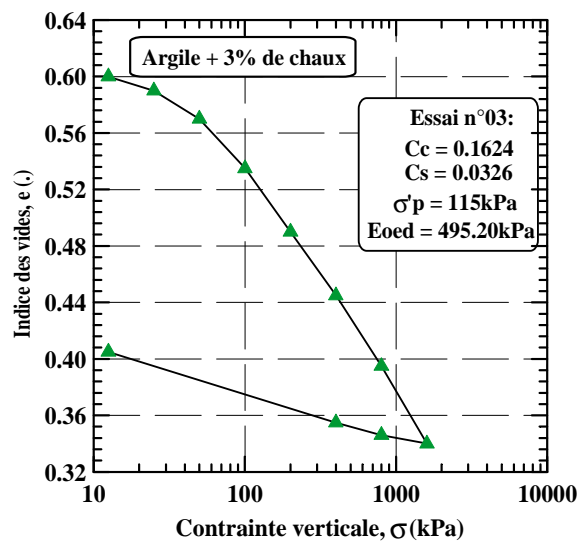


Figure 4.18: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 3%

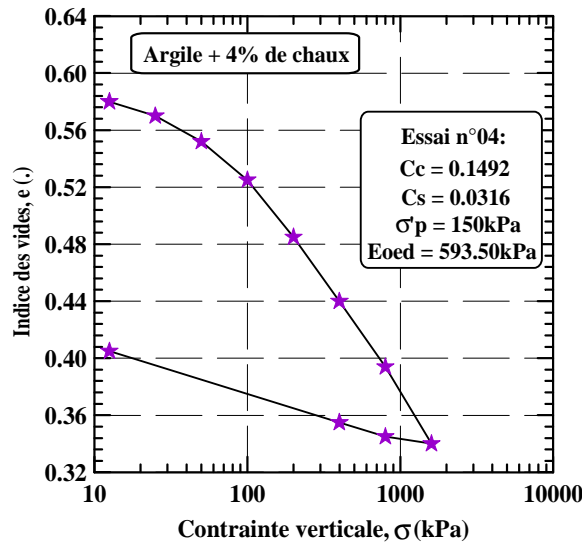


Figure 4.19: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 4%

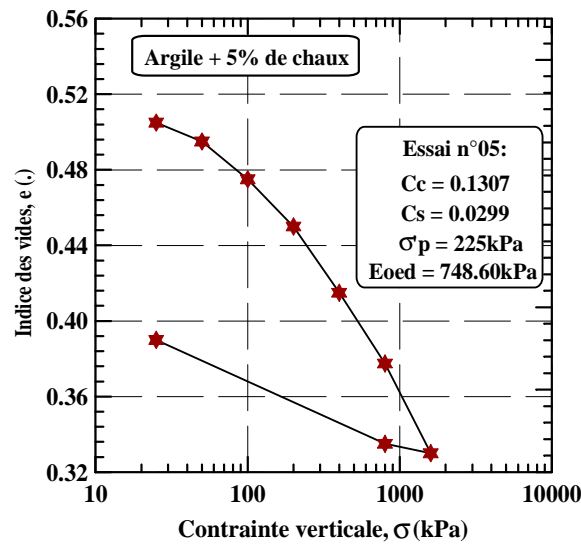


Figure 4.20: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 5%

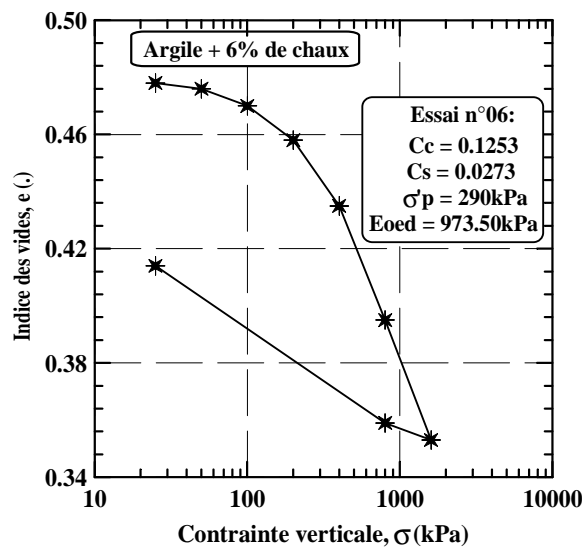


Figure 4.21: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en chaux de 6%

4.4.2. Influence de l'ajout de la chaux sur l'indice des vides

Les courbes de compressibilité pour différents teneurs en chaux permettent de calculer les indices des vides initiaux (e_0) pour chaque contrainte verticale appliquée. Les résultats obtenus montrent qu'il y'a une diminution de l'indice des vides (e_0) avec l'augmentation de la chaux dans l'argile (figure 4.22).

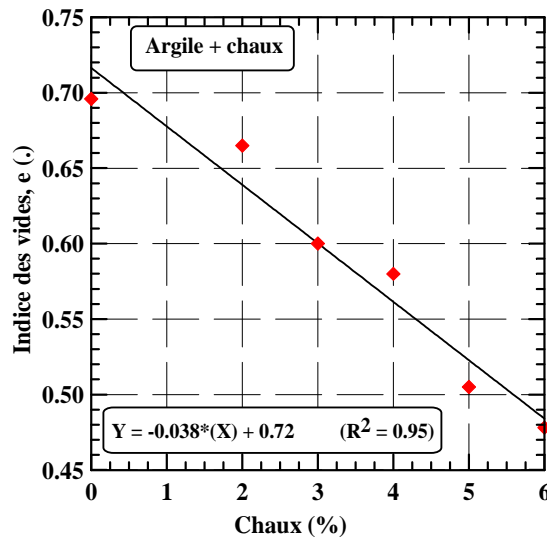


Figure 4.22: Variation de l'indice des vides initial (e) avec la teneur en chaux

4.4.3. Influence de l'ajout de la chaux sur l'indice de compression (C_c) et de gonflement (C_s)

Les courbes de compressibilité pour différents teneurs en chaux permettent aussi de calculer les indices de compressibilité (C_c) et de gonflement (C_s ou C_g) correspondant à chaque teneur en chaux. On note aussi une diminution de l'indice de compression (C_c) au fur à mesure que la teneur en chaux augmente (figure 4.23). Concernant l'influence de la chaux sur l'indice de gonflement (C_s ou C_g), on note diminution de cet indice au fur à mesure que la teneur en chaux augmente (figure 4.24).

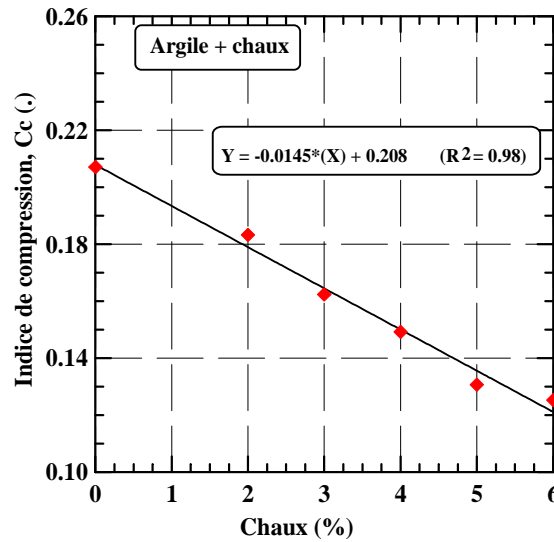


Figure 4.23: Influence de la teneur en chaux sur l'indice de compression C_c

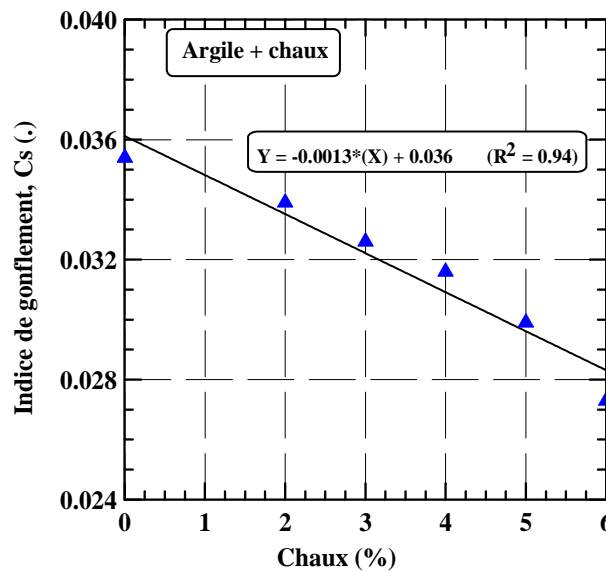


Figure 4.24: Influence de la teneur en chaux sur l'indice de gonflement C_s

4.4.4. Influence de l'ajout de la chaux sur la pression de preconsolidation (σ'_p)

D'après les résultats obtenus, plus la teneur en chaux est importante plus le module la pression de preconsolidation (σ'_p) est importante. On remarque que l'augmentation de la teneur en chaux entraîne une augmentation de pression de preconsolidation (σ'_p). On peut dire que la teneur en chaux modifie le comportement de l'argile (figure 4.25).

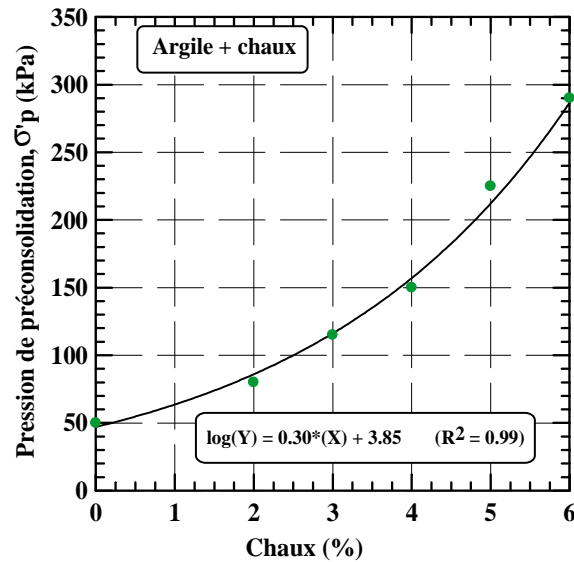


Figure 4.25: Influence de la teneur en chaux sur la pression de préconsolidation σ'_p

4.4.5. Influence de l'ajout de la chaux sur le module œdométrique $E_{\text{œd}}$

Nos résultats prouvent que la charge à une influence sur le module œdométrique (figure 4.26). On constate que l'augmentation de la teneur en chaux entraîne aussi une augmentation du module œdométrique $E_{\text{œd}}$.

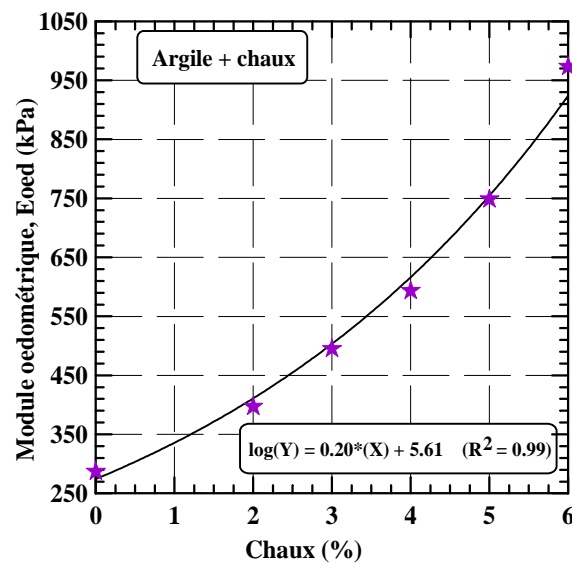


Figure 4.26: Influence de la teneur en chaux sur le module œdométrique $E_{\text{œd}}$

4.5. Conclusion

Une série d'essais a été effectuée au laboratoire afin d'étudier l'influence de l'ajout de la chaux sur les propriétés mécaniques d'un sol fin argileux. A partir des résultats obtenus durant cette étude, les conclusions suivantes peuvent être dégagées:

- La chaux fait diminuer la densité sèche maximale et fait augmenter la teneur en eau optimale. L'utilisation de la chaux fait augmenter la contrainte de cisaillement maximale. Une augmentation considérable dans les paramètres de cisaillement des échantillons traités à la chaux est observée.
- L'augmentation de la teneur en chaux influe considérablement sur la contrainte de cisaillement, ainsi que sur les paramètres de cisaillement. En effet, on constate une augmentation de la contrainte de cisaillement maximale ainsi que la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne du sol traité à la chaux ceci montre l'efficacité du traitement à la chaux. L'augmentation de la contrainte normale initiale aboutit à une amélioration du comportement des échantillons de sol traité;
- L'ajout de la chaux dans le sol argileux fait diminuer l'indice des vides, l'indice de compression (C_c), en effet le sol argileux traité à la chaux devient incompressible ainsi une diminution de l'indice de gonflement (C_s).
- L'ajout de la chaux dans le sol argileux fait augmenter le module oedométrique (E_{oed}) et la pression de préconsolidation (σ'_p).

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspectives

1. Objectifs visés

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance. En plus, l'évolution actuelle du contexte socioéconomique dans le domaine des ouvrages en terre est marquée par la nécessité de réutiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des projets, même ceux dont les caractéristiques de mise en oeuvre, notamment mécaniques, sont très faibles. Bien que plusieurs chercheurs aient démontrés qu'il est possible de traiter efficacement les mauvais sols avec de la chaux, du ciment et/ou combinés aux différents ajouts minéraux.

En premier lieu, une méthodologie a été suivie pour la collecte, la sélection et la caractérisation des mauvais sols fins et ceci pour une éventuelle amélioration par addition d'ajouts cimentaires (chaux). En second lieu, un protocole expérimental a été établi et basé sur des normes internationales pour effectuer des essais géotechniques au laboratoire. Parmi ces essais on cite les limites d'Atterberg, le compactage, le cisaillement et les essais œdométriques.

2. Principaux résultats obtenus

A partir des résultats obtenus durant cette étude on peut conclure que quand la chaux est ajoutée au sol un changement appréciable dans le comportement mécanique a été observé:

- La chaux fait diminuer la densité sèche maximale et fait augmenter la teneur en eau optimale;
- L'augmentation de la teneur en chaux influe considérablement sur la contrainte de cisaillement, ainsi que sur les paramètres de cisaillement. En effet, on constate une augmentation de la contrainte de cisaillement maximale ainsi que la cohésion et une diminution de l'angle de frottement interne du sol traité à la chaux ceci montre l'efficacité du traitement à la chaux;
- L'augmentation de la contrainte normale initiale aboutit à une amélioration du comportement des échantillons de sol traité;
- L'ajout de la chaux dans le sol argileux fait diminuer l'indice des vides, l'indice de compression (C_c), en effet le sol argileux traité à la chaux devient incompressible ainsi une diminution de l'indice de gonflement (C_s);

- L'ajout de la chaux dans le sol argileux fait augmenter le module oedométrique (E_{oed}) et la pression de préconsolidation (σ'_p).

3. Perspectives

Dans une perspective de recherche, plusieurs domaines méritent au moins d'être approfondis tels que:

- Etude de la durabilité du traitement dans des conditions environnementales variées et sévères (température élevée ou basse ou présence de gel);
- Etude de l'effet de l'ajout d'autres matériaux tels que les cendres volantes, laitier, la fumée de silice et pouzzolane naturelle sur le comportement mécanique des sols argileux.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- Afès, M. & Didier, G., (1999).** Stabilisation des sols gonflants: cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie). *Bull Eng Geol Env*, vol. 59, pp 75-83.
- Al Hassan, M., (2008).** Permeability of lateritic soil treated with lime and rice husk ash. *Assumption University Journal of Technology*, Vol. 12, pp. 115-120.
- Al Hassan, M., Mustapha, M., (2007).** Effect of rice husk ash on cement stabilized laterite. *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies*, Vol. 11, pp. 47-58.
- Al-Rawas, A.A., Goosen, M.F.A., (2006).** Expansive soils-Recent advances in characterization and treatment. Taylor & Francis Group, Balkema, London, UK.
- Al-Rawas, A.A., Hago, A.W., Al-Sarmi, H., (2005).** Effect of lime, cement and sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment*, 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., Islam, M., (2006).** Effect of fly ash stabilization on geotechnical properties of Chittagong coastal soil. Paper presented at the geotechnical symposium on soil stress-strain behavior, Roma, Italy, pp. 443-454.
- Attoh-Okine, N.O., (1995).** Lime treatment of laterite soils and gravels-revisited. *Construction and Building Materials*, Vol. 9, pp. 283-287.
- 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., Choobbasti, A. J., (2003).** Stabilization of fine-grained soils by adding micro silica and lime or micro silica and cement. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 8, Bundle B, pp. 1-10.
- Basha, E.A., Hashim, R., Mahmud, H.B., Muntohar, A.S., (2005).** Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. *Construction and Building Materials*, Vol. 19, pp. 448-453.
- 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.
- Belhireche H., Abdelghani Y., (2013).** Étude des effets du sable des dunes et des ajouts cimentaires sur les propriétés géotechniques des sols fins Mémoire de Master. Département de Génie Civil, Université de Chlef.
- Bell, F.G., (1978).** Méthodes de traitement des sols instables. Editions Eyrolles, France, 240p.

- Bell, F.G., (1993).** Engineering treatment of soils. E & FN Spon, Taylor & Francis Group, UK, 299p.
- Bell, F.G., (1994).** An assessment of cement-PFA and lime-PFA used to stabilize clay-size materials. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Vol. 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., Turabi, A., (2007).** Application of phosphogypsum in soil stabilization. Building and Environment, Vol. 42, pp. 3393-3398.
- 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., Schad, H., (2000).** Influence of cement and lime additives on the compaction properties and shear parameters of fine grained soils. Otto-Graf Journal, Vol. 11, pp. 19-31.
- George, S.Z., Ponniah, D.A., Little, J.A., (1992).** Effect of temperature on lime-soil stabilization. Construction and Building Materials, Vol. 6, 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.
- Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., Grin, K., (2011).** Effect of curing lime on shear strength of cohesive soils stabilized with combination of lime and natural pozzolana. Int.J.civ. Eng 9 (2): 90-96
- Hossain, K.M.A., Lachemi, M., Easa, S., (2006).** Characteristics of volcanic ash and natural lime based stabilized clayey soils. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33, pp. 1455-1458.
- Hossain, K.M.A., Lachemi, M., Easa, S., (2007).** Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua New Guinea. Resources, Conservation and Recycling, Vol. 51, pp. 711-731.
- Kalkan, E., (2006).** Utilization of red mud as a stabilization material for the preparation of clay liners. Engineering Geology, Vol. 87, pp. 220-229.
- Kaniraj, S.R., Havanagi, V.G., (1999).** Compressive strength of cement stabilized fly ash-soil mixtures. Cement and Concrete Research, Vol. 29, pp. 673-677.

- Kavak, A., Akyarli, A., (2007).** A field application for lime stabilization. *Environmental Geology*, Vol. 51, pp. 987-997.
- Kenai, S., Bahar, R., Benazzoug, M., (2006).** Experimental analysis of the effect of some compaction methods on mechanical properties and durability of cement stabilized soil. *Journal of Materials Science*, Vol. 41, pp. 6956-6964.
- Kolias, S., Kasselouri-Rigopoulou, V., Karahalios, A., (2005).** Stabilization of clayey soils with high calcium fly ash and cement. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 27, pp. 301-313.
- Kukko, H., (2000).** Stabilization of clay with inorganic by-products. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 12, N°4, pp. 307-309.
- Lav, A.H., Kenny, P.J., (1997).** Fly ash production and its utilisation in road construction. *Road and Transportation Research*, Vol. 6, N°3, 7p.
- Lawton, E.C., (2004).** Non grouting techniques. In: *Practical foundation engineering handbook*, McGraw-Hill Companies, USA, 340p.
- Lin, D.F., Lin, K.L., Hung, M.J., Luo, H.L., (2007).** Sludge ash/hydrated lime on the geotechnical properties of soft soil. *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 145, pp. 58-64.
- Manasseh, J., Olufemi, A.I., (2008).** Effect of lime on some geotechnical properties of Igumale shale. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 13, pp. 1-12.
- Mellal, F., Lamri, B., (2009).** Etude du comportement d'une Marne argileuse traitée à la chaux pour son réemploi dans la construction d'un remblai routier. *Colloque International Sols Non Saturés et Environnement « UNSATlemcen09 » Tlemcen, 27 et 28 Octobre 2009*
- Miller, G.A., Azad, S., (2000).** Influence of soil type on stabilization with cement kiln dust. *Construction and Building Materials*, Vol. 14, pp. 89-97.
- Mu'Azur, M.A., (2007).** Influence of compactive effort on Bagasse ash with cement treated lateritic soil. *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies*, Vol. 10, pp. 79-92.
- Muntohar, A.S., (2005).** The influence of molding water content and lime content on the strength of stabilized soil with lime and rice husk ash. *Civil Engineering Dimension*, Vol. 7, pp. 1-5.
- Muntohar, A.S., Hantoro, G., (2000).** Influence of rice husk ash and lime on engineering properties of a clayey subgrade. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 5, pp. 1-9.
- Nalbantoglu, Z., (2004).** Effectiveness of class C fly ash as an expansive soil stabilizer. *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 377-381.
- Okagbue, C. O. Ochulor O. H., (2007).** The potential of cement-stabilized coal-reject as a construction material, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2007, Volume 66, Number 2, Page 143
- Ola, S.A., (1977).** The potentials of lime stabilization of lateritic soils. *Engineering Geology*, Vol. 11, pp. 305-317.

- 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., Kneebone, E., (2005).** Field performance of fly ash stabilized subgrade. *Ground Improvement*, Vol. 9, pp. 33-38.
- Peethamparan, S., Olek, J., (2008).** Study of the effectiveness of cement kiln dusts in stabilizing Na-Montmorillonite clay. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 20, N°2, pp. 137-146.
- Prabakar, J., Dendorkar, N., Morchhale, R.K., (2004).** Influence of fly ash on strength behavior of typical soils. *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 263-267.
- Rahman, M.D.A., (1986).** The potentials of some stabilizers for the use of lateritic soil in construction. *Building and Environment*, Vol. 21, pp. 57-61.
- Reyes, A., Pando, M., (2007).** Evaluation of CFBC fly ash for improvement of soft clays. Paper presented at World of Coal Ash (WOCA), Covington, Kentucky, USA, pp. 1-13.
- Sakr, M.A., Shahin, M.A., Metwally, Y.M., (2008).** Utilization of lime for stabilizing soft clay soil of high organic content. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 27, N°1, pp. 105-113.
- Sariosseiri, F., Muhunthan, B., (2009).** Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *Engineering Geology*, Vol. 104, pp. 119-125.
- Senol, A., Edil, T.B., Bin-Shafique, M.S., Acosta, H.A., Benson, C.H., (2006).** Soft subgrades stabilization by using various fly ashes. *Resources Conservation and Recycling*, Vol. 46, pp. 365-376.
- Sezer, A., Inan, G., Yilmaz, H.R., Ramyar, K., (2006).** Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay. *Building and Environment*, Vol. 41, pp. 150-155.
- Sivapullaiah, P.V., Lakshmikantha, H., Kiran, K.M., (2003).** Geotechnical properties of stabilised Indian red earth. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 21, pp. 399-413.
- Stavridakis, E.I., Hatzigogos, T.N., (1999).** Influence of liquid limit and slaking on cement stabilized clayey admixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 17, pp. 145-154.
- Tonoz, M.C., Gokceoglu, C., Ulusay, R., (2006).** Stabilization of expansive Ankara clay with lime. In: Al Rawas AA, Goosen MFA, editors. *Expansive Soils-Recent Advances in Characterization and Treatment*. Taylor & Francis Group, Balkema, London, pp. 317-339.