

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par :

Ghadjetti Zahia

Zaidi souaad nor el houda

**Thème : Traitement des sols argileux par la chaux et la poudre
du déchet de brique rouge.**

Sous la direction de :

Pr. Rouaiguia Ammar

Juin 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Louange à ALLAH avant tout qui m'a donné la volonté, le courage et la patience pour élaborer ce modeste travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'études :

A monsieur, Pr. Rouaiguia Ammar mon encadreur pour son soutien, son conseil et son aide, sans lui ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour, on le remercie pour sa disponibilité durant notre réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer mon profond remerciement à laboratoire L.N.H.C et son équipe qui nous a accompagné de près durant un mois, ainsi que pour son soutien et son encouragement.

Et aussi nos remerciements à laboratoire de recherche de génie civile de l'université 8 mai 1945 –Guelma- et son équipe.

Nos vifs remerciements à tous nos collègues de promo sans exception.

Enfin nous remercions tous les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail.

DEDICACE

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de Nous avoir donné la Santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à :

Mon père qui m'a aidé à devenir ce que je suis aujourd'hui, je reste Figé et je ne peux Pas trouver les mots pour exprimer ce Qu'il ait fait Pour moi durant toute ma vie Je t'aime papa. Que dieu le garde, et le Protège.

A ma chère maman, pour tout le sacrifice, leur amour, leur Tendresse, leur soutien et leur prière tout au long de Mes études,

A mon encadreur Pr. Rouaiguia Ammar

A mes frères (Seif eddine, Nabil), A ma sœur (ibtissem) A mon fiancé (Wala eddine)

A ma belle (Rana) et Mon petit (Yousef) et Ma très chère amie et sœur (Chaima)

A toute ma famille

À toutes mes amies et amis qui me connaissent, qui m'aiment soit à la fac, à. Et n'oublie pas mon binôme Zaidi Nor El Houda.

Merci d'être toujours là pour moi...

DEDICACE

*Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux
de Nous avoir donné la Santé et le courage de mener à bien ce modeste
travail.*

Je dédie ce travail à :

*A mon père ,Ma Force .Le premier homme de ma vie, qui m'a aidé à
devenir ce que je suis aujourd'hui, Que dieu le garde, et le Protège. Je t'aime
papa*

*À la mère la plus gentille ,la plus merveilleuse et la plus douce du monde,
mon amour, ma mère , pour tout le sacrifice, leur amour, leur Tendresse,
leur soutien et leur prière tout au long de Mes études,je t'aime maman*

A mon encadreur Pr. Rouaiguia Ammar

*, A ma sœur (imane) A mes frères (zin eddine, Abd el raouf)A mon fiancé
(Radouane)*

A mes anges (Ahmed, Aser) et a Ma chère grand-Mère (Embarka)

A toute ma famille

*À toutes mes amies et amis qui me connaissent, qui m'aiment soit à la fac,
Et n'oublie pas mon binôme ghadjetti zahia*

Dieu te bénisse et te garde pour moi ma famille

Merci d'être toujours là pour moi...

Je vous aime

الملخص

الزنايات المتولدة والمتركمة بكميات ضخمة من قبل صناعات الطوب الأحمر في العديد من البلدان حول العالم وتزايد بشكل كبير مع التوسع المستمر في التحضر والتصنيع، وبنسبة لذلك، يزداد عنها المزيد من المشاكل البيئية والمالية.

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو دراسة تأثير مسحوق مخلفات الطوب الأحمر على تثبيت التربة الطينية وإمكانية استخدامها مسحوق مخلفات الطوب الأحمر والجير لتثبيت التربة الطينية وتقليل تأثير زنايات الطوب الأحمر على البيئة. تم تحضير عينات التربة في المختبر عن طريق خلط مسحوق مخلفات الطوب الأحمر مع الجير بنسب مختلفة (3%، 6%، 9%، 12%) مع التربة.

في هذا العمل، تم إجراء دراسة تجريبية للمعالجة بمسحوق زنايات الطوب الأحمر مع التربة الطينية لمدينة واصمة بالجزائر من خلال سلسلة من التجارب، بما في ذلك توزيع الجسيمات، وحدود أتريرج، والانتفاخ الحر، وأزرق الميثيلين. الاختبار واختبارات بروكتور للضغط واختبارات CBR وقوة الضغط غير المحصورة واختبارات مربع القص بهدف تقييم نوعية طريقة العلاج بهاتين المضافتين مع التربة الطينية لجامعة ومقارنة هذه النتائج بالتربة المعالجة بالجير، وكذلك إعطاء الكمية المثلى من الجير ومسحوق زنايات الطوب الأحمر للتصميم العملي.

أظهرت نتائج العمل التجريبي الذي تم إجراؤه لدراسة أداء التربة الطينية المحسنة بهاتين المضافتين أن: إضافة مسحوق مخلفات الجير والطوب الأحمر يولد زيادة في مقاومة الضغط، ويؤدي أيضا إلى زيادة كبيرة في مؤشر CBR.

ونظرا للنتائج التي تم الحصول عليها، نؤيد ثبت أن إضافة مسحوق زنايات الطوب الأحمر أمر اقتصادي وفعال ويمكن أن يحل محل الجير ويسمح بالحصول على صفات أفضل لتحسين التربة المزنفاخة.

الكلمات المفتاحية: الجير، حدود أتريرج، التربة الطينية، الانتفاخ الحر، مسحوق مخلفات الطوب الأحمر.

Résumé

Les déchets générés et accumulés dans d'énormes volumes par les industries de la brique rouge dans de nombreux pays du monde et augmentent considérablement avec l'expansion continue de l'urbanisation et de l'industrialisation, ce qui augmente le risque de l'environnement et par conséquent, davantage de problèmes environnementaux et financiers sont engendrés.

L'objectif principal de cette étude est d'étudier l'effet de la poudre du déchet de la brique rouge sur la stabilisation du sol argileux et la possibilité d'utiliser la poudre des déchets de la brique rouge et la chaux pour stabiliser les sols argileux et de réduire l'influence du déchet de la brique rouge sur l'environnement. Les échantillons de sol ont été préparés en laboratoire en mélangeant avec le sol la poudre des déchets de la brique rouge et la chaux à différents pourcentages (3%, 6%, 9%, et 12%).

Dans ce travail, une étude expérimentale sur le traitement par la poudre du déchet de la brique rouge avec le sol argileux de la ville de Guelma, Algérie a été réalisée en effectuant une série d'essai, y compris analyse granulométrique, limites d'Atterberg, gonflement libre, bleu de méthylène, essais de compactage Proctor, essais CBR, essais de résistance à la compression simple et essais de cisaillement (boîte de cisaillement) avec pour objectif d'évaluer l'efficacité de la méthode de traitement de ses deux additifs au sol argileux de Guelma, et de comparer ces résultats avec le sol traité par la chaux, ainsi que de donner la quantité optimale de chaux et de la poudre du déchet de brique rouge pour la conception pratique.

Les résultats des travaux expérimentaux menés pour étudier les performances du sol argileux amélioré par ces deux additifs montrent que : L'addition de la chaux et la poudre du déchet de la brique rouge engendre une augmentation de la résistance de compression, et aboutit aussi à une augmentation significative d'indice CBR.

D'après les résultats trouvés, Il a été prouvé que l'addition de la poudre du déchet de la brique rouge est économique, efficace, et peut remplacer la chaux et permet d'avoir des qualités meilleures pour l'amélioration des sols gonflants.

Mots-clés : Chaux, Limites d'Atterberg, sol argileux, Gonflement libre, Poudre du déchet de brique rouge.

Abstract

The waste generated and accumulated in huge volumes by red brick industries in many countries around the world and is increasing significantly with the continuous expansion of urbanization and industrialization, as a result, more environmental and financial problems are created.

The main objective of this study is to investigate the effect of red brick waste powder on clay soil stabilization and the possibility of using red brick waste powder and lime to stabilize clay soils and to reduce the influence of red brick waste on the environment. The soil samples were prepared in the laboratory by mixing red brick waste powder and lime at different percentages (3%, 6%, 9%, and 12%) with the soil.

In this work, an experimental study on the treatment by the powder of the red brick waste with the clay soil of the city of Guelma, Algeria was carried out by a series of experiments, including particle size distribution, Atterberg limits, free swelling, methylene blue test, Proctor compaction tests, CBR tests, Unconfined compressive strength and shear box tests with the objective of evaluating the effectiveness of the method of treatment with these two additives with the clay soil of Guelma, and to compare these results with the soil treated with lime, as well as to give the optimal quantity of lime and powder of red brick waste for practical design.

The results of experimental work carried out to study the performance of clay soil improved by these two additives show that: The addition of lime and red brick waste powder generates an increase in the compressive strength, and also leads to a significant increase in CBR index.

According to the results obtained, it has been proven that the addition of red brick waste powder is economical, effective, and can replace lime and allows to have better qualities for the improvement of swelling soils.

Keywords: Lime, Atterberg limits, Clay soil, free swelling, waste red brick powder.

Introduction générale

Chapitre. I Étude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

I.1. Introduction	1
I.2. Les argiles.....	1
I.2.1. Introduction	1
I.2.2. Généralité et définition des argiles.....	1
I.2.2.1. L'origine des argiles	1
I.2.2.2. Formation géologique.....	2
I.2.2.3. Argiles néoformé	2
I.2.3. minéralogie des argiles	2
I.2.3.1. Structure des minéraux argileux.....	2
1. La couche tétraédrique	3
2. La couche octaédrique	3
I.2.3.2. Classification des minéraux argileux.....	4
1. Les minéraux à $d = 7 \text{ \AA}$ (TO ou 1 :1)	4
2. Les minéraux (TOT ou 2 :1)	4
3. Les minéraux à $d = 14 \text{ \AA}$ (TOTO' ou 2 :1 :1)	4
4. Minéraux inter stratifiés	5
I.2.4. Étude microstructurale des argiles	5
I.2.5. Texture des argiles	6
I.2.6. Les types d'argile.....	6
I.2.6.1. La kaolinite (SERIE 1/1 OU T-O)	7
I.2.6.2. Les smectites (SERIE 2/1 OU T-O-T).....	7
I.2.6.3. La Montmorillonite	8
I.2.6.4. L'illite.....	8
I.2.7. Propriété des argiles	8
I.2.7.1. Formes et surfaces spécifiques.....	9
I.2.7.2. Capacité d'échange cationique.....	10
I.2.7.3. Capacité de gonflement et d'adsorption	10
I.3 Phénomène de gonflement	11
I.3.1. Introduction	11
I.3.2. Description de phénomène de gonflement.....	11
I.3.3. Nature du phénomène.....	12
I.3.4. Identification des sols gonflant.....	12
I.3.5.1. Mécanisme du gonflement.....	13
I.3.5.2. Gonflement au sens physico-chimique	13
I.3.5.3. Gonflement au sens mécanique	14
I.3.6. Définition des paramètres du gonflement	14
I.3.6.1. La pression de gonflement (σ)	14
I.3.6.2. Le potentiel de gonflement (ϵ_g)	14
I.3.6.3. L'indice de gonflement (C_g)	16
I.3.7. Méthode de détermination des paramètres de gonflement	16
I.3.7.1. Les méthodes directes.....	16

1. Méthode de gonflement libre.....	16
2. Méthode de gonflement sous charges constantes.....	16
3. Méthode de gonflement empêché.....	16
I.3.8. Facteur de prédisposition	17
I.3.9. Effets du phénomène de gonflement.....	17
I.3.9.1. Manifestations des désordres	17
I.3.9.2. Vulnérabilité de l'habitat individuel.....	18
I.4. Conclusion.....	19
Chapitre. II Méthodes de stabilisation des sols gonflants.....	20
II.1.Introduction	21
II .2.Définition de la stabilisation	21
II.3. But de la stabilisation.....	21
II.4. Différentes Techniques de stabilisation.....	21
II.4. 1. Stabilisation mécanique.....	22
II.4. 2. Stabilisation thermique.....	24
II.4. 3.stabilisation chimique.....	24
II .5. Conclusion.....	31
Chapitre III . Matériaux utilisés et Programme des essais	32
III.1. Introduction	33
III.2. Matériaux utilisés.....	33
III.2.1. Sol argileux	33
III.2.2. La chaux.....	33
III.2.3. Poudre du déchet de brique rouge	34
III.3. Teneur en eau w (NF P 94-050)	36
III.4. Analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie (NF P 94-057)	37
III.5. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)	40
III.5.1. Limite de liquidité w_L	40
III.5.1.1. Méthode de la coupelle de Casagrande.....	41
III.5.1.2. Méthode du cône de pénétration.....	41
III.5.2. Limite de plasticité w_p	42
III.6. Essai au bleu de méthylène (NF EN 933-9).....	43
III I.7. Essai proctor : (NF P 94-093).....	44
III.8. Essai C.B.R (NF P 94 078).....	46
III.9. Compression simple non confinée : (I'EN 12390-4).....	47
III.10. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (EN 12390-3)	48
III.11. Essai œdométrique : (P94-090-1)	50
III.12. Essai de Gonflement libre	51
Chapitre IV. Discussion et interprétations des résultats.....	53
IV.1 Introduction.....	54
IV.2. Discussion du résultat des essais.....	54
IV.2.1. Essai de limites d'Atterberg	54
IV.2.1.1. Limite de plasticité.....	54
IV.2.1.2. Limite de liquidité	55

IV.2. 2.Essai au bleu de méthylène	59
IV.2. 3.Classification du sol étudié	61
IV.2. 4. Essai Proctor	62
IV.2.5. Essai CBR	66
IV.2.6.Essai de compression simple non confinée.....	70
IV.2.7.Essai a la boite de cisaillement	73
IV.2.8.Gonflement libre	81
IV.2.9.Essai de l'odomètre	84
Conclusion générale	94

LISTE DES FIGURES

<i>FIGURE</i>	<i>PAGE</i>
Chapitre I	
Fig. I.1 : Représentations d'un tétraèdre (1) et d'un octaèdre (3), types de l'agencement de tétraèdres et octaèdres respectivement en couches tétraédrique (2) et octaédrique (4).	3
Fig. I.2 : Éléments structuraux des tétraèdres [9].	3
Fig. I.3 : Éléments structuraux des octaèdres [9].	4
Fig. I.4 Structure du tétraèdre SiO ₄ , (Reiffdteck, 1999).	5
Fig. I.5 Structure de l'octaèdre Al ₂ O ₆ , (Reiffdteck, 1999).	5
Fig. I.6 : Ouverture <i>des fissures en proximité des matériaux rigides (Montes et al., 2004)</i>	6
Fig. I.7 Structure de minérale argileuse kaolinite.	7
Fig. I.8 Représentation schématique des empilements de tétraèdres siliceux et d'octaèdres alumineux (cas d'une illite).	8
Fig. I.9 Influence de la forme de la particule sur la surface spécifique	9
Fig. I.10 Surface des particules argileuses (smectite), interne et externe	9
Fig. 1.11 Localisation de l'eau dans les particules argileuses, (a) molécules d'eau adsorbées sur la surface d'argile, (b) molécule d'eau associées avec les cations dans l'espace interfoliaire, (c) eau « cristalline » sous forme d'hydroxyles qui par déshydroxylation forme des molécules d'eau.	11
Fig. I.12 Désordres de la structure au cours des périodes de sécheresse (Région bordelaise, Ref,).	12
Fig. 1.13 Maison fissurée en raison des mouvements de terrain induits par la rétractation Et le gonflement du sol argileux. © BRGM	18
Figure I.14 : Le gonflement affecte la route.	18
Figure I .15 : Maison fissurée à cause de la retraction et du gonflement de l'argile (Pas-de-Calais,2003). © BRGM - P. Burchi	19
Chapitre II	
Fig. II.1 Compactage dynamique et compactage de surface.	22
Fig. II.2 Calcaire et chaux vive.	26
Fig. II.3 Variation d'indice de plasticité en fonction du traitement par	28

chaux.	
Fig. II.4 Traitement par malaxage.	29
Fig. II.5 Technique par injection pour les deux cas.	29
Fig. II.6 Processus de fabrication de ciment.	30
Chapitre III	
Fig. III.1 Localisation du lieu de prélèvement de l'échantillon, Oued Fragha (Google Earth).	33
Fig. III.2 Equipements utilisés pour l'essai de teneur en eau.	36
Fig. III.3 L'analyse granulométrique par tamisage.	37
Fig. III.4 L'analyse granulométrique par sédimentométrie	38
Figure III.5. Courbe Granulométrique + Sédimentométrique de l'échantillon.	40
Fig. III.6 Méthode de Casagrande.	41
Fig. III.7 Méthode de Casagrande.	41
Fig. III.8 Méthode au cône de pénétration	42
Fig. III.9 Limite de plasticité w_p par la méthode au rouleau.	42
Fig. III.10 Mode opératoire pour limite de liquidité.	42
Fig. III.11 valeurs du bleu de méthylène en fonction de la nature du sol	43
Fig. III.12 Equipements utilisés pour l'essai pour l'essai au bleu de méthylène.	44
Fig. III.13 Essai Proctor.	44
Fig. III.14 Les principales étapes de l'essai Proctor.	45
Fig. III.15 L'essai CBR (California Bearing Ratio).	46
Fig. III.16 Appareil de compression au niveau de laboratoire de recherche (université 8Mai 1945 Guelma)	48
Fig. III.17 Eprouvettes aux différents pourcentages de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge.	49
Fig. III.18 Equipements utilisés pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.	49
Fig. III.19 Essai de cisaillement rectiligne à la boîte avec les instruments de mesure.	49
Fig. III.20 Préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.	50
Fig. III.21 Représentation schématique d'une cellule œdométrique.	50
Fig. III.22 Cellule ou enceinte de consolidation.	50
Fig. III.23 L'appareil œnométrique pour l'essai de gonflement libre.	52
Fig. III.24 Préparation des éprouvettes pour l'essai de gonflement libre.	52
Chapitre IV	

Fig.IV.1 l'évolution de la limite de plasticité du sol étudié à différents pourcentages en chaux et en PDRB.	55
Fig.IV.2 l'évolution de la limite de liquidité du sol étudié à différents pourcentages en chaux et en PDRB (méthode de Casagrande).	57
Fig. IV.3 l'évolution de la limite de liquidité du sol étudié à différents pourcentages en chaux et en PDRB (méthode de cône de pénétration).	57
Fig. IV.4 l'évolution de l'Indice de plasticité du sol étudié à différents pourcentages en chaux et en PDRB.	58
Fig. IV.5 l'évolution des limites d'Atterberg des sols traités aux différents pourcentages en chaux et en PDRB.	59
Fig. IV.6 Exemple de l'apparition du bleu de méthylène dans l'auréole.	60
Fig. IV.7(a) variation des VBS en fonction du sol non traité et non traité (chaux et poudre de brique)	61
Fig. IV.7 (b) : Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C).	62
Fig. IV.8 Relation entre la densité sèche et la teneur en eau pour le sol non traité et sol traité avec différents pourcentages en chaux.	63
Fig. IV.9 Relation entre la densité sèche et la teneur en eau pour	69
Fig. IV.10 (b) Variation de la densité sèche en fonction du pourcentage d'additifs (Chaux et PDBR).	66
Fig. IV.11 Variations des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité.	68
Fig. IV.12 Variations des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité et sol traité avec des différents pourcentages (3%, 6%, 9%, 12%) de la PDBR.	68
Fig. IV.13 Histogramme des Valeurs de l'indice CBR en fonction du pourcentage d'additifs.	70
Fig. IV.14 Préparation et rupture des éprouvettes traitées sous la compression simple	71
Fig. IV.15 Histogrammes de la résistance de compression des sols en fonction des pourcentages en chaux et PDBR à 7 jours.	72
Fig. IV.16 Histogrammes de la résistance de compression des sols en fonction des pourcentages en chaux et PDBR à 14 jours.	73
Fig. IV.17 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour <i>sol non traité</i> (7jours).	74
Fig. IV.18 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour <i>sol non traité</i> (14 jours).	74
Fig. IV.19 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour <i>sol traité</i> à 3% chaux (7jours).	75
Fig. IV.20 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour <i>sol traité</i> à 3% chaux (14 jours).	76
Fig. IV.21 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour <i>sol traité</i> à 3% PDBR (7 jours)	77
Fig. IV.22 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour <i>sol traité</i> à 3% PDBR (14 jours).	78

Fig. IV.23 Variation de la cohésion en fonction du pourcentage d'additifs pour (7jours).	79
Fig. IV.24 Variation de la cohésion en fonction du pourcentage d'additifs pour (14 jours).	80
Fig. IV.25 Variation de l'angle de frottement en fonction du pourcentage d'additifs pour (14jours).	81
Fig. IV.26 Variation du gonflement libre avec les pourcentages de la chaux(%).	83
Fig. IV.28. Représentation de la machine œdométrique de laboratoire de LNHC à GUELMA.	84
Fig.IV.29 Cellule de consolidation	85
Figure IV.30. Courbe œdométrique sol naturel (sol non traité).	86
Figure IV.31. Courbe œdométrique sol naturelle+3% la chaux	87
Figure IV.32. Courbe œdométrique sol naturelle+6% la chaux	88
Figure IV.33. Courbe œdométrique sol naturelle+3% PDB	89
Figure IV.34. Courbe œdométrique sol naturelle+6% PDB	90

Liste des tableaux

Tableaux	page
Chapitre I	
Tableau I.1 Valeur de la surface spécifique de quelques familles d'argiles.	10
Tableau 1.2 Identification des sols gonflants au laboratoire.	13
Tableau I.3 Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955)	14
Tableau I.4 Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al. 1962).	14
Tableau I.5 Potentiel de gonflement (Seed et al. 1962).	15
Tableau I.6 Potentiel de gonflement (BRE, 1980).	15
Tableau I.7 Potentiel de gonflement (Ghen, 1988).	15
Tableau I.8 Potentiel de retrait (Holtz & Gibbs, 1956).	15
Tableau I.8 Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973).	16
Chapitre II	
Tableau II.1 : Types de ciment	30
Chapitre III	
Tableau III.1 La composition chimique de la chaux.	.34
Tableau III.2 Masses volumiques absolue et apparente de la brique utilisée.	34
Tableau III.3 Coefficient d'absorption d'eau de la brique utilisée.	34
Tableau III.4 <i>Composition</i> chimique de la poudre du déchet de brique rouge utilisé (Nighri. G. 2018).	35
Tableau III.5 Composition chimique de la poudre des déchets de brique rouge Des briqueteries Bendjerrah et de Timgad	36
Tableau III.6. Résultat de l'analyse granulométrie.	38
Tableau III.7. Calcul d'essai de sédimentation du sol granulométrie.	39
Chapitre IV	
Tableau IV.1 Valeurs des limites de plasticités des sols traités aux différents pourcentages en chaux et en PDBR.	55
Tableau IV.2 Valeurs des limites de liquidités des sols traités aux différents pourcentages en chaux et en PDRB (méthode de Casagrande).	56
Tableau IV.3 Valeurs des limites de liquidités des sols traités aux différents pourcentages en chaux et en PDRB (méthode de cône de pénétration).	57
Tableau IV.4 Valeurs des indices de plasticités des sols traités aux différents pourcentages en chaux et en PDRB.	58
Tableau IV.5 Valeurs du VBS et le type de sol.	60
Tableau IV.6 Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages en chaux.	63

Le Tableau IV.7 Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages en PDBR.	64
Tableau IV.8 valeurs des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité.	67
Tableau IV.9 Valeurs de l'indice CBR en fonction du pourcentage d'additifs.	69
Tableau IV.10 Variation de la résistance à la compression après 7 jours.	71
Tableau IV.11 Variation de la résistance à la compression après 14 jours.	72
Tableau IV.12 les paramètres de cisaillement pour sol non traité (7 et 14 jours).	75
Tableau IV.13 les paramètres de cisaillement pour (3% ,6%, 9% et 12%) de la chaux dans 7 jours.	76
Tableau IV.14 les paramètres de cisaillement pour (3% ,6%, 9% et 12%) de la chaux dans 14 jours.	77
Tableau IV.15 les paramètres de cisaillement pour (3% ,6%, 9% et 12%) de la PDBR (7 jours).	78
Tableau IV.16 les paramètres de cisaillement pour (3% ,6%, 9% et 12%) de la PDBR (14 jours).	79
Tableau IV.17 Valeurs du potentiel de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement en fonction du pourcentage d'additifs.	83
Tableau IV.18. Influence du pourcentage de déchet de brique et la chaux sur l'essai œdométrique.	85
Tableau. IV.19. Classification de sol selon l'indice de compressibilité (selon Terzaghi).	90
Tableau IV.20. Classification du sol selon l'indice de gonflement (d'après Sanglerat).	91

Liste des symboles et abréviations

Ip : indice de plasticité.
Ic : indice de consistance
VBS : valeur du bleu
CBR: Californian-Bearing-Ratio
IPI: Indice CBR
Wopt : teneur en eau optimum.
WL : limite de liquidité
Wn : teneur en eau naturelle
WP : limite de plasticité
 γ_d : Poids volumique sec
 γ_h : Poids volumique humide
 σ_g : Pression de gonflement
 σ_c : Pression de référence
PDBR : poudre de brique rouge
C_c : Indice de compression
C_g : Indice de gonflement
P_c : Contrainte de pré consolidation
P : pression
C : Cohésion
 ϕ (°) : angle de frottement

Introduction Générale

Introduction générale

Introduction générale

De nos jours, lors de la réalisation des ouvrages d'infrastructures, la réutilisation des matériaux du site de construction doit être soigneusement considérée avec pour objectif de réduire des impacts négatifs sur la nature et le fonds d'investissement du projet. Cependant, dans la plupart des cas pratiques, la réutilisation des matériaux locaux rencontre des difficultés à cause de leurs propriétés médiocres qui ne pourraient pas répondre aux exigences de l'ouvrage, notamment les sols argileux gonflants.

Les sols gonflants sont reconnus comme des sols problématiques qui imposent plusieurs défis pour les chercheurs en géotechnique. Ils ont tendance à gonfler lorsque leur teneur en eau augmente ou à se contracter et à se fissurer à sec lorsque leur teneur en eau diminue, donc, les chercheurs en géotechnique doivent faire face aux grands défis lors de la conception de structures sur des sols gonflants car leur capacité portante est acceptable lorsqu'ils sont encore non saturés et très faible lorsqu'ils sont saturés.

Les structures construites sur des sols gonflants sont soumises à des forces importantes de soulèvement causées par le gonflement du sol. Afin de résoudre ce problème, des études aussi nombreuses se sont penchées sur ce problème géotechnique afin de dégager des solutions pouvant minimiser ou inhiber les pressions développées lors de l'expansion des argiles, ces solutions sont classées aujourd'hui parmi les techniques de la stabilisation des sols gonflants.

On utilise bien souvent des méthodes du traitement des sols pour améliorer les propriétés géotechniques insuffisantes des sols rencontrés sur le site avant de les réutiliser pour une certaine fonction dans l'ouvrage. Actuellement et avec la disponibilité des moyens de mise en œuvre, de nouvelles techniques de stabilisation sont apparues et continuent à se développer, parmi ces techniques, nous citons : la stabilisation chimique, thermique et par additifs. Le traitement des sols à la chaux est actuellement l'un des méthodes les plus courantes pour transformer les sols naturels locaux en nouveaux matériaux avec les performances désirées.

L'un des principaux matériaux de construction qui ont été utilisés pour la construction dans différents pays est la brique rouge. Elle a été utilisée pour la construction de maisons, bâtiments, et constructions industrielles. Cela produit une quantité massive de déchets de briques qui aurait un impact néfaste sur l'environnement. Il est important d'utiliser des sous-produits ou des déchets comme matériaux stabilisateurs naturels pour les fondations et les remblais.

Chaque année, des millions de tonnes de déchets de brique rouge constituent des problèmes environnementaux insupportables dans le monde entier dont l'Algérie fait partie. La poudre du déchet de brique rouge (PDBR) est l'un des déchets qui pourraient être utilisés pour la stabilisation des sols avec des milliers de tonnes des déchets de briques rouges pourraient être collectées chaque année.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'une étude expérimentale, il est structuré en quatre chapitres, répartis en deux parties : bibliographique et expérimentale.

La première partie est bibliographique, elle est constituée de deux chapitres I et II. Le chapitre I consiste à décrire les argiles, en particulier les argiles gonflantes et leurs minéralogies. Le chapitre II présente les différentes techniques de stabilisation des sols gonflants.

La deuxième partie est expérimentale, elle est composée de deux chapitres III et IV. Le chapitre III présente les caractéristiques des matériaux utilisés (sol argileux, chaux, et la poudre du déchet

Introduction générale

de brique rouge) et les méthodes d'essais réalisés sur le traitement des sols argileux par addition de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge à des taux de 3%, 6%, 9%, et 12%. Une description détaillée sur les essais sera évoquée dans ce chapitre, y compris l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, compactage de Proctor et CBR, la compression simple, Odomètre et l'essai de la boîte de cisaillement. Les méthodes. Le chapitre IV présente les résultats expérimentaux obtenus et les discussions tirées lors de cette étude.

Enfin, une conclusion générale est donnée à la fin de notre travail qui rassemble les points importants et résume les résultats obtenus dans le programme expérimental.

Chapitre. I
Etude bibliographique
Sur les argiles
Et le phénomène du
Gonflement

Chapitre. I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène de gonflement

1.1. Introduction sur les argiles

Les argiles sont des minéraux naturels utilisés par l'homme depuis des millénaires du fait de leur abondance et de leurs propriétés remarquables qui les destinent à de multiples applications : matériaux de construction, céramiques, moules pour la métallurgie, extraction pétrolière, fabrication des ciments, agriculture, alimentation animale et humaine, santé, cosmétique, papeterie, textile, matière plastique...etc. [1]

Les sols argileux sont constitués de minéraux variés dont la forte affinité pour l'eau est connue. Une humidification de ces sols à partir d'un certain état induit des gonflements importants dus, pour une part à la saturation progressive des pores du sol, qui fait disparaître les forces capillaires, et d'autre part, à l'absorption de molécules d'eau sur la surface extérieure des particules d'argile et à la pénétration de ces molécules entre les feuillets d'argiles. Dans le domaine du génie civil, ces phénomènes de gonflement et de tassement différentiel (retrait) sont à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures construites en surface (bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais,...) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, fondations profondes, ...). Les exemples de désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés. [2]

1.2. Généralité et définition des argiles

Le mot argile provient du latin Argilla. Ce même mot est dérivé du grec argillos, dont la racine, argos, signifie " d'une blancheur éclatante ". Du XIIe au XVIe siècle, argile se disait "Ardille", puis ce mot est devenu "arzille", puis "arsille" pour finir en "argile". [3]

L'argile se rapporte à la terre grasse et molle contenant un ensemble de particules fines dont la taille supérieure est fixée à 2µm. Chargée négativement comme la smectite, l'illite et la kaolinite. La présence de tels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques. Les argiles sont très abondantes dans la nature et couvrent environ 42% du volume de l'écorce terrestre. [4]

Les argiles peuvent être classées en deux grandes catégories :

- *Les argiles plastiques* : elles sont tendres et très déformables
- *Les argiles raides* : elles sont indurées et présentent un comportement plus fragile que ductile au de la de la limite d'élasticité, et cela à cause de la présence des carbonates et du quartz.

1.2.1.L'origine des argiles

L'origine des argiles est à chercher au sein même de notre planète. Elles proviennent en effet d'un magma liquide venu des entrailles de la terre et qui, une fois solidifié se retrouve, pour diverses

Chapitre. I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène de gonflement

raisons, en surface. Elle peut s'agir par exemple de granite, ou de roche volcanique. Une fois en surface, ces roches subissent une altération longue et minutieuse par les intempéries. [5]

1.2.2. Formation géologique

Les argiles désignent de très fines particules de matière arrachées aux roches par *l'érosion* ainsi que les minéraux argileux ou phyllosilicates (ces dernières observées au microscope ont la forme de plaquettes, ce qui explique leur plasticité). La plupart de ces particules proviennent de la désagrégation de *roches silicatées (altération des silicates): du granite (mica et feldspath)*, du *gneiss* ou encore des *schistes*. Ces particules sont transportées par le vent ou l'eau sous forme de *limon* ou de *vase*. Les fleuves véhiculent des argiles qui finissent par se déposer en *alluvions*, dans le cours d'eau lui-même, à son embouchure, dans un lac ou dans la mer. Les dépôts peuvent alors *sédimenter* et former une roche argileuse par *diagenèse : déshydratation et compactage*. En tant que *roches sédimentaires*, les affleurements argileux présentent une succession de *strates* empilées les unes sur les autres. [6]

1.2.3. Argiles néoformées

Les terres argileuses sont composées d'éléments très fins, provenant de la dégradation mécanique et chimique de roches préexistantes (en particulier les *micas* et les *feldspaths*). Les argiles résultant peuvent rester sur les lieux mêmes de leur formation, comme le kaolin. Elles sont le plus souvent entraînées par les eaux ou le vent, se déposant sous forme de masses stratifiées ou parfois en poches lenticulaires ou sphériques. On trouve ainsi les bancs d'argile dans les sédiments depuis l'ère *Tertiaire*, au pied des montagnes et dans les grandes vallées fluviales. Après la dissolution d'un *calcaire*, des argiles peuvent également se former puis tapisser les dépressions karstiques (les *dolines*). Lors de leurs déplacements, elles peuvent entraîner des minéraux rencontrés sur leur chemin. D'où une très grande variété de finesse, de coloration et de composition, selon les niveaux successifs d'un même gisement et à plus forte raison de l'un à l'autre. [7]

1.3. Minéralogie de l'argile

1.3.1. Structure des minéraux argileux

Les minéraux argileux sont des phyllosilicates comme le sont les cristaux de *micas* (biotite ou muscovite) qui se débitent en lamelles lorsqu'ils sont macroscopiques. Le feuillet élémentaire de chaque espèce peut être décrit par un agencement spécifique de deux types de couches déterminées par la géométrie des polyèdres et la coordinence des cations : la couche tétraédrique et la couche octaédrique (voir figure 1.1). [8]

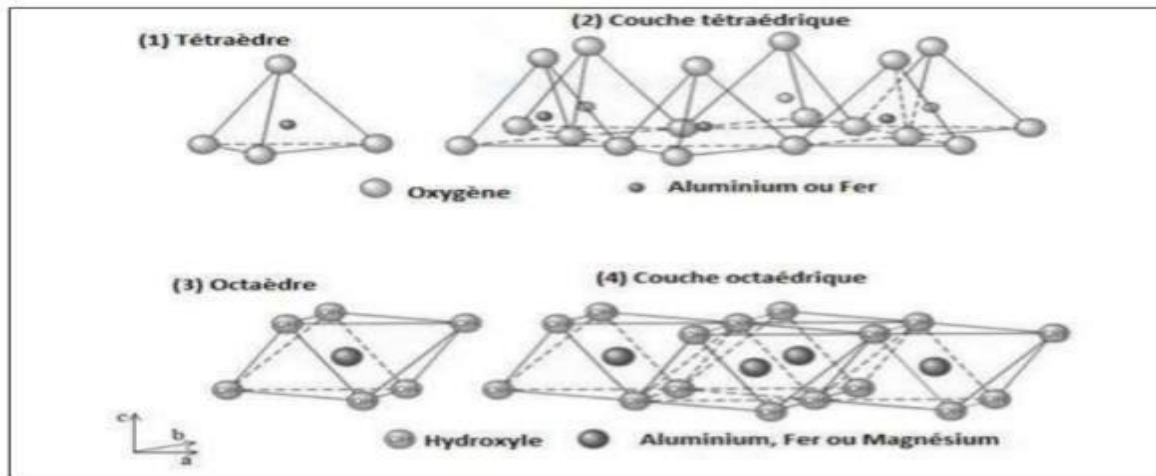


Fig. I.1 Représentations d'un tétraèdre (1) et d'un octaèdre (3), types de l'agencement de tétraèdres et octaèdres respectivement en couches tétraédrique (2) et octaédrique (4).

1. La couche tétraédrique

Elle est formée d'un tétraèdre (figure I.2) au sommet duquel quatre ions d'oxygène (O^{2-}) enserrant un ion de silicium (Si^{4+}), équidistant de chacun d'eux. Ce tétraèdre est matérialisé par la présence d'une cavité comprise entre trois sphères en contact, d'une couche hexagonale d'oxygène, et une sphère de la couche contiguë d'oxygène. L'épaisseur de la couche tétraédrique est de 4,6 Å.

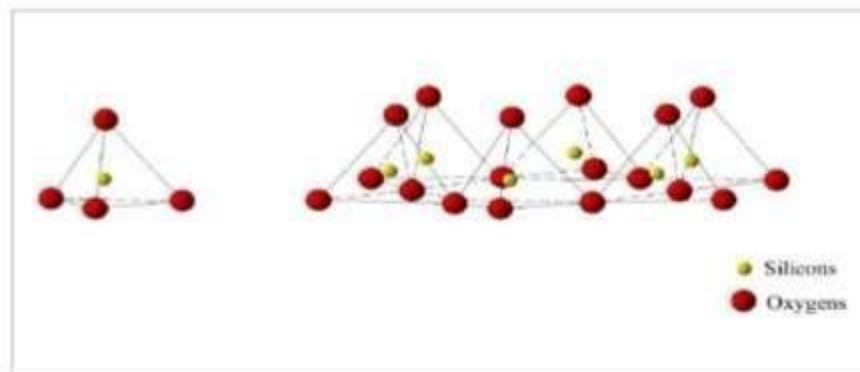


Fig. I.2 : Éléments structuraux des tétraèdres [9].

2. La couche octaédrique

Elle est formée d'un octaèdre (figure I.3) au centre duquel un ion d'aluminium (Al^{3+}) ou de magnésium (Mg^{2+}) est équidistant aux six hydroxydes (OH^-) aux sommets. Ces octaèdres se combinent pour former des couches planes dites couche octaédriques et la liaison avec la couche tétraédrique se fait au niveau des oxygènes. L'épaisseur de cette couche octaédrique est de 5,05 Å (1)

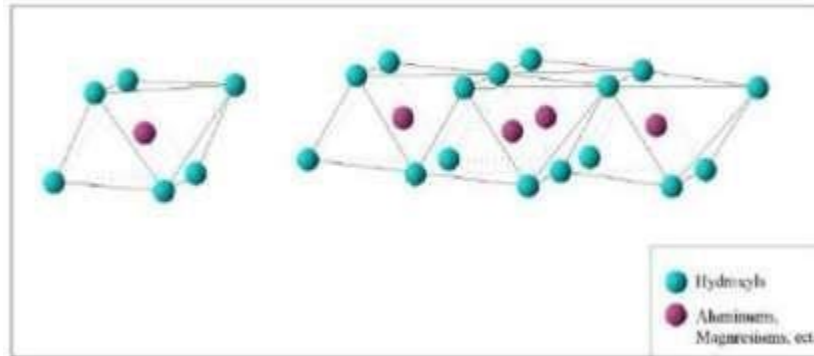


Fig. I.3 : Eléments structuraux des octaèdres [9].

1.3.2. Classification des minéraux argileux

La classification des minéraux argileux est généralement basée sur les critères suivants :

- ✓ Type de feuillet.
- ✓ Charge globale du feuillet.
- ✓ Nature des cations inter foliaires

On distingue ainsi 4 groupes :

1. Les minéraux à $d = 7 \text{ \AA}$ (TO ou 1 :1) - Le feuillet est constitué d'une couche tétraédrique (T) siliceuse et d'une couche octaédrique (O) alumineuse ou magnésienne. Les couches liées par des liaisons hydrogène ont une distance fixe.

2. Les minéraux (TOT ou 2 :1) - Le feuillet fortement ou faiblement chargé est constitué de deux couches T tétraédriques siliceuses avec substitutions isomorphiques et d'une couche octaédrique alumineuse (ou magnésienne, ferreuse...) pouvant également être substituée. La distance interfeuillet est soit fixe, soit variable et des cations compensateurs de la charge sont présents dans l'interfeuillet soit K, soit Ca ou Na...respectivement.

3. Les minéraux à $d = 14 \text{ \AA}$ (TOTO' ou 2 :1 :1) - Le feuillet est constitué par une alternance de structures TOT et d'une couche octaédrique supplémentaire O' dans l'espace interfeuillet. Cette couche est de nature gibbsitique [$\text{Al}(\text{OH})$] ou brucitique [$\text{Mg}(\text{OH})$]. Cette couche ne partage pas de sommets (liaisons ioniques) avec les couches tétraédriques des feuillets 2:1 qui l'entourent mais neutralise les charges du feuillet en question.

4. Minéraux inter stratifiés :

L'épaisseur du feuillet est variable. Ces minéraux résultent du mélange régulier ou irrégulier d'argiles appartenant aux groupes ci-dessus. La valeur de la charge permanente du feuillet a servi de critère pour établir une classification des phyllosilicates 2:1 (T : O : T). Cette classification est déduite des travaux de McKenzie (1975) et Brindley (1996). [9]

1.3.3. Étude microstructurale des argiles

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés appartenant au groupe des phyllo-silicatés. Ces phyllosilicates sont formés par un empilement de feuillets, chacun étant formé par un arrangement de deux types de couches, l'une tétraédrique (T) à base de silice (Figure 1.1) et l'autre octaédrique (O) à base d'hydroxyde d'aluminium (figure 1.2).

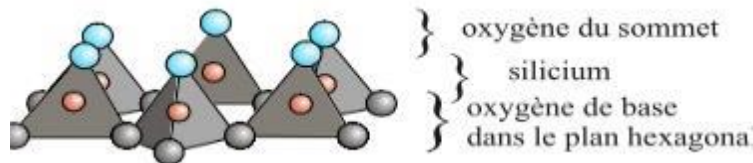


Fig. 1.4 Structure du tétraèdre SiO_4 , (Reiffdteck, 1999).

Les 4 atomes d'oxygène forment un tétraèdre. L'atome de silicium est au centre de cette structure. Le réseau est formé par l'arrangement hexagonal des tétraèdres. Ce motif hexagonal se reproduit à l'infinie dans le plan hexagonal.

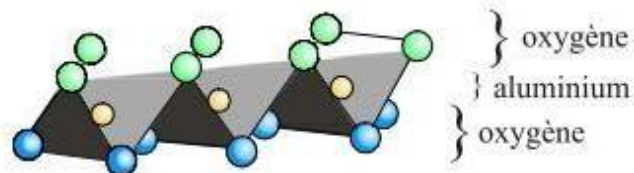


Fig. 1.5 Structure de l'octaèdre Al_2O_6 , (Reiffdteck, 1999).

Les six atomes d'oxygène forment un octaèdre. L'atome d'aluminium est au centre de cette structure. Le réseau est formé par l'arrangement linéaire des octaèdres. Dans chacun des feuillets décrits précédemment, les cations peuvent être remplacés par d'autres de taille voisine mais pas nécessairement de la même valence. On parle de substitution isomorphe car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets. Cet électron négativité est une caractéristique intrinsèque des matériaux argileux.

A l'échelle microscopique des argiles, on peut distinguer :

- La structure
- La texture. [10]

1.3.4. Texture des argiles

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope [45].

Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés d'argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés. Les observations microscopiques effectuées par Montes et al (2004) cité par [45], sur les argilites, subissant des cycles d'humidification dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants [45] (voir figure1.6). [11]

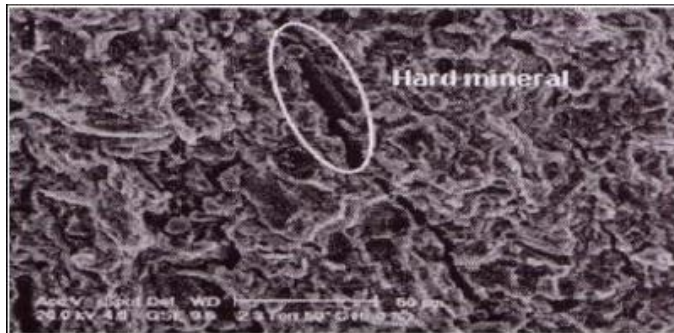


Fig. 1.6 : Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides (Montes et al., 2004)

1.3.5. Les types d'argile

L'argile est une roche sédimentaire, composée pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général d'aluminium plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée (phyllo silicates) qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'adsorption.

Chapitre. I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène de gonflement

On les classe en trois grandes familles, qui correspondent à un nombre de couches d'oxydes tétraédrique(Si) et (Al, Mg, Fe²⁺, Fe³⁺, Na, K,...) ou bien d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédrique. Les minéraux les plus communs dans les argiles sont :

1. La Kaolinite (série 1/1 OU T-O)

Dans le cas de la kaolinite (figure 1.7), le feuillet est toujours neutre, di octaédrique et alumineux, de composition (Si₂) (Al₂) O₅(OH)₄ par demi- maille. Morphologiquement, la kaolinite se présente sous forme de particules hexagonales constituées par des empilements de feuillets. La faible capacité d'échange des kaolinites est due à des sites de surface amphotères [6].

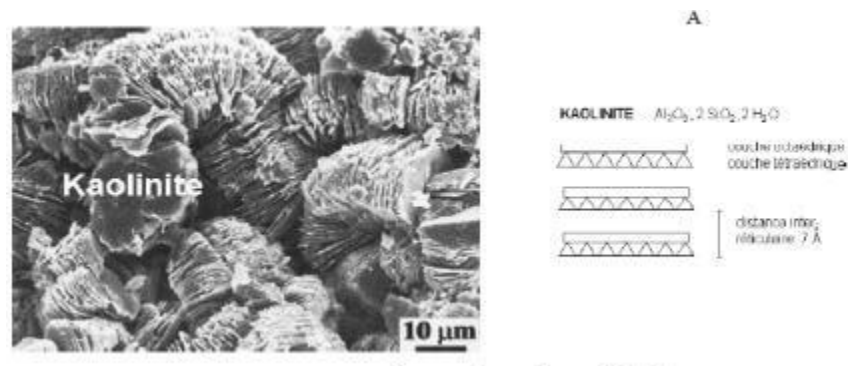


Fig. 1.7 Structure de minérale argileuse kaolinite.

2 .Les Smectites MECTITES (série 2/1 OU T-O-T)

Ce sont des phyllosilicates constitués des deux couches tétraédriques encadrant une couche octaédrique (phyllosilicates 2/1.Parmi lesquelles se classent la montmorillonite et l'illite.

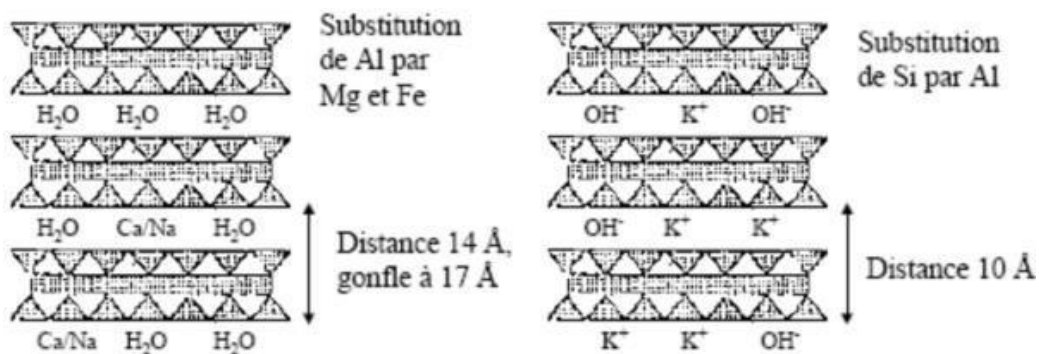


Fig. 1.7.a

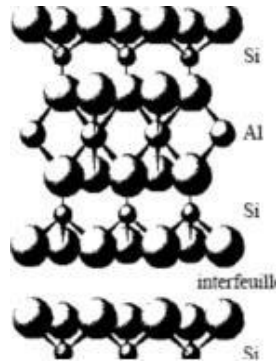


Fig. 1.7.b

Fig. 1.8 Représentation schématique de la structure feuilletée des Smectites et des illite/pyrophyllite.

3. La Montmorillonite

Dont une forme, $[\text{Si}_{8-x}(\text{Al}_{4-y}\text{Mg}_y)\text{O}_{20}\text{OH}_4]^{(x+y)}\cdot\text{M}_{(x+y)}\cdot n\text{H}_2\text{O}$. Les montmorillonites ont une capacité de liaison quinze fois supérieure à celle de la kaolinite.

4. l'illite

De formule $\text{KAl}_2(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})$, Les feuillet élémentaires de l'illite sont composés d'une couche d'alumine (octaèdres) comprise entre deux couches de silice (tétraèdre), la seconde couche de silice étant inversée par rapport à la première. Les trois couches sont liées entre elles par des atomes d'oxygène [8.] L'illite a une capacité de liaison deux fois supérieure à celle de la kaolinite. [12]

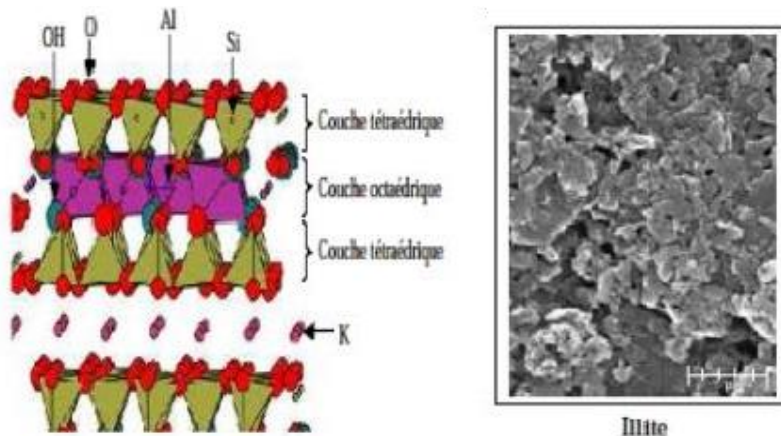


Fig. 1.8 Représentation schématique des empilements de tétraèdres siliceux et d'octaèdres alumineux (cas d'une illite).

1.3.6. Propriété des argiles

Chapitre. I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène de gonflement

- a) Formes et surfaces spécifiques.
- b) Capacités d'adsorption d'eau et de gonflement.
- c) Capacité d'échanges cationiques.

1.3.6.1. Formes et surfaces spécifiques

Par définition, la surface spécifique (SS) appelée aussi « aire massique » représente la surface totale (AS) par unité de masse (M) et on l'exprime généralement en m^2/g : $S_s = \frac{A_s}{M} (m^2/g)$.

La taille fine des argiles possède une grande surface spécifique qui dépend de la nature du minéral argileux, la surface des minéraux argileux est supérieure à celles des minéraux de même taille mais de forme différent. La (Figure 1.9), montre également que la surface spécifique (SS) dépend de la forme de la particule. On peut remarquer que celle-ci tendance à s'aplatir quand la surface spécifique (SS) augmente.

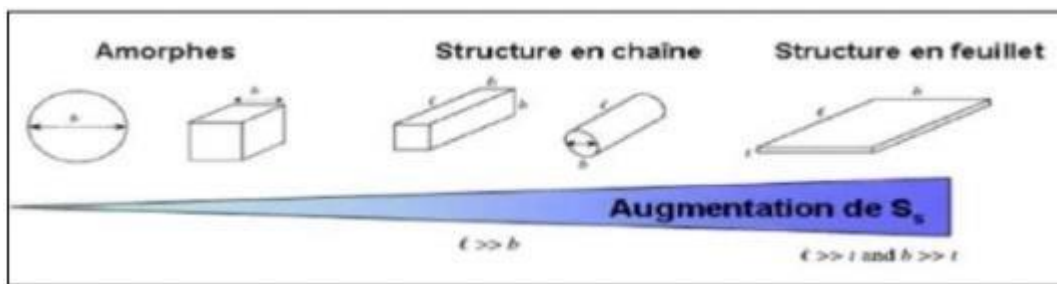
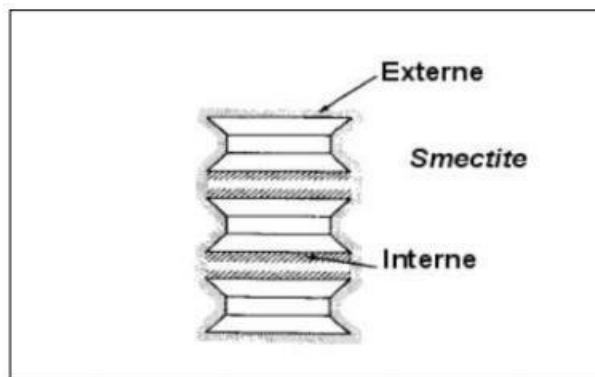


Fig. 1.9 Influence de la forme de la particule sur la surface spécifique

Les propriétés des argiles sont principalement contrôlées par leur surface interne et externe. La surface totale comprend la surface externe, compris entre les particules argileuses, et la surface interne, correspondant à l'espace inter-foliaire (figure 1.10).



Chapitre. I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène de gonflement

Fig. I.10 Surface des particules argileuses (smectite), interne et externe

Parmi les méthodes les plus utilisées pour déterminer la surface spécifique, on cite la Volumétrie d'adsorption d'azote exploitée par la méthode Brunauer, Emmett et Teller (BET). Cette approche consiste à faire adsorber sur une surface argileuse préalablement activée par un traitement thermique, des molécules dont on connaît leur dimension et leurs possibilités d'arrangement. L'azote (N₂) est le gaz le plus utilisé dans cette méthode car aucune interaction spécifique n'intervient durant son mécanisme d'adsorption. Mais ce gaz inerte présente une faible affinité pour les liaisons au niveau de l'espace inter foliaire et par conséquent, il nous permet de mesurer juste la surface externe.

Le **tableau I.1** résume les valeurs standards caractéristiques des surfaces de quelques familles argileuses.

Argile	Surface interne <i>m²/g</i>	Surface externe <i>m²/g</i>	La surface totale <i>m²/g</i>
Kaolinite	0	15	15
Illite	5	25	30
Smectites	750	50	800
Chlorite	0	15	15
Vermiculite	750	1	751

Tableau I.1 Valeur de la surface spécifique de quelques familles d'argiles.

I.3.6.2. Capacité d'échange cationique

Les argiles ont la capacité de fixer de façon réversible des cations en solution, la capacité d'échange cationique et définie comme étant la concentration totale des sites superficiels disponibles aux cations. Ce paramètre est exprimé en quantité de charge par unité de masse milliéquivalents pour 100g (meq /100g) ou elle s'exprime en centi-mol.kg⁻¹.

Le principe général d'évaluation de la capacité d'échange cationique (CEC) consiste à mesurer la quantité totale fixée d'un cation indicateur introduit en excès dans une suspension argileuse. Cette mesure est souvent réalisée à pH fixe puisque la capacité d'échange cationique est tributaire aussi du pH suite à la présence des groupements silanols et alumineux sur les surfaces latérales susceptible de se protoner ou de se déprotoner

I.2.6.3. Capacité de gonflement et d'adsorption

Généralement, toutes les argiles possèdent une capacité de former facilement des complexes lamellaires par l'insertion des molécules d'eau ou organique dans l'espace interfoliaire (**Figure II.9**). Ce phénomène est appelé gonflement, le degré de gonflement ou degré d'hydratation varie d'une famille argileuse à une autre [21].

Chapitre. I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène de gonflement

caractérisent par une capacité d'expansion beaucoup plus importante que celles des autres espèces argileuse. L'incorporation d'eau est réversible à la pression atmosphérique et dépend de la température et de l'humidité relative (la pression de vapeur d'eau) de l'air : plus l'air est humide, plus l'argile pourra incorporer de l'eau jusqu'à sa limite de saturation. La plupart des phyllosilicates possédant de telles propriétés de gonflement sont classés dans la famille de smectites. [13]

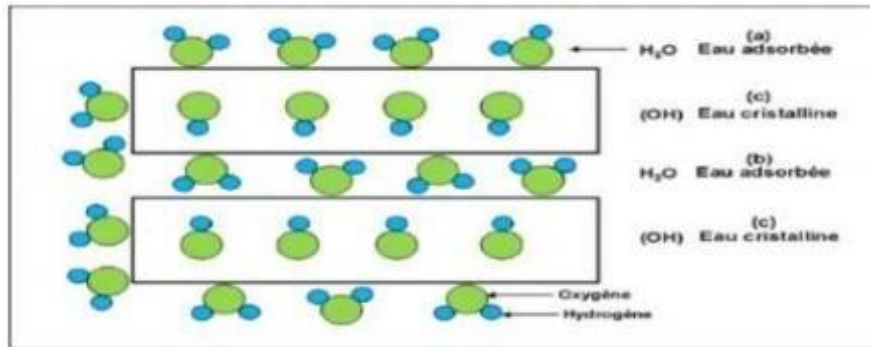


Fig. 1.11 Localisation de l'eau dans les particules argileuses, (a) molécules d'eau adsorbées sur la surface d'argile, (b) molécule d'eau associées avec les cations dans l'espace interfoliaire, (c) eau « cristalline » sous forme d'hydroxyles qui par déshydroxylation forme des molécules d'eau.

1.4 Phénomène de gonflement

1.4.1.Introduction

Le gonflement des sols argileux est un phénomène qui se développe, en présence d'eau, à l'échelle microscopique au niveau des particules argileuses, et se traduit souvent, malheureusement, à l'échelle macroscopique par des dommages importants sur les ouvrages. Il fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Il est la réponse du sol à un gradient de potentiel de l'eau du sol. Il se manifeste d'abord par un écoulement de l'eau au sens de Darcy, dans les gros pores du sol, ensuite par l'hydratation des particules de l'argile.

Ce phénomène est lié à deux paramètres de grande importance :

- la teneur en eau initiale du sol qui exprime l'état de succion du sol et qui contrôle le taux de gonflement que ce soit pour les sols remaniés ou intacts.
- la densité sèche initiale ou l'indice des vides, qui mesure la quantité du matériau susceptible de gonfler. [14]

1.4.2.Description de phénomène de gonflement

Les sols argileux possèdent la propriété de voir leur consistance se modifier en fonction de leur teneur en eau. Ainsi, en contexte humide, un sol argileux se présente comme souple et malléable,

tandis que ce même sol desséché sera dur et cassant. Des variations de volume plus ou moins conséquentes en fonction de la structure du sol et des minéraux en présence, accompagnent ces modifications de consistance. Ainsi, lorsque la teneur en eau augmente dans un sol argileux, on assiste à une augmentation du volume de ce sol, on parle alors de « gonflement des argiles ». Au contraire, une baisse de la teneur en eau provoquera un phénomène inverse de rétractation ou « retrait des argiles ». [15]

1.4.3. Nature du phénomène

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 et les limons sableux présentent également des cycles de retrait et de gonflement suivant 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 prolongée (Figure 1.12).



Fig. 1.12 Désordres de la structure au cours des périodes de sécheresse (Région bordelaise, Ref.).

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, ce 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 à 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.[16]

1.4.4. Identification des sols gonflants

Pour éviter les sinistres causés par les sols gonflants, il est essentiel de reconnaître ce type de sol. Traditionnellement, les valeurs de limites d'Atterberg ou le poids volumique sec ou la teneur en eau naturelle du sol permettent d'identifier ces sols. Le tableau 1.2 donne les différentes méthodes existantes pour classer les sols gonflants.[17]

Chapitre. I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène de gonflement

Essai	Paramètres déterminés	Référence
Limites d'Atterberg	Plasticité, Consistance	ASTM D 4318
Limite de liquidité	Indice de plasticité	ASTM D 4318
Limite de plasticité	Indice de liquidité	ASTM D 4318
Limite de retrait	Coefficient de retrait	ASTM D 427
Fraction argileuse	Pourcentage de passant au tamis de 2 μm	ASTM D 422
Essais minéralogiques	Minéralogie des particules	ASTM STP (1970)
Diffraction aux Rayons X (DRX)	Dimensions caractéristiques des prismes	ASTM STP (1970)
Analyses thermiques	Réactions caractéristiques à la chaleur	chaleur Barshad (1965)
Microscopie électronique à balayage	Forme et dimension des particules argileuses	McCrone & Delly (1973)
Capacité d'échanges cationiques	CEC (meq/100g)	Chapman (1965)
Gonflement libre	Potentiel de gonflement	Holtz et Gibbs (1956)
Gonflement à volume constant	Indice de gonflement	Lambe (1960)
Gonflement sous charge constante	Indice de gonflement	ASTM D 4546
CBR	Potentiel de gonflement	Yoder & Witezak(1975)
Coefficient d'extensibilité linéaire (Cole)	Déformation linéaire d'un sol naturel séché d'une succion initiale de 33kPa à l'état sec	Brasher et al. (1966)

1.4.5.Mécanisme du gonflement

Les matériaux susceptibles de gonfler sous l'action de l'apport d'eau sont les sols argileux naturels, les marnes, les roches argileuses. Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Il dépend aussi de la texture du matériau, c'est-à-dire de l'organisation des plaquettes entre elles.

1.4.5.1.Gonflement inter-foliaire et Inter-particulaire

L'analyse minéralogique montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons inter-feuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de smectites telles que la montmorillonite).

L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono-moléculaires, il s'agit alors d'un gonflement Inter-particulaire ou inter-foliaire (Didier, 1972). Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

1.4.5.2.Gonflement au sens physico-chimique :

Il existe d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par le modèle de la double couche. Cette théorie permet de quantifier le

phénomène de gonflement des sols en fonction des différents paramètres de l'eau et la particule argileuse.

1.4.5.3. Gonflement au sens mécanique :

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. La théorie de Terzaghi (1931) définit le gonflement comme un déchargement mécanique. [18]

1.4.6. Définition des paramètres du gonflement

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficile la caractérisation des paramètres hydromécaniques des sols gonflements. Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

1.4.6.1. La pression de gonflement (σ_g)

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

1.4.6.2 Le potentiel de gonflement (ϵ_g)

Le potentiel de gonflement (ϵ_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète. De nombreux modèles visant à estimer le potentiel de gonflement sont formulées à partir des limites d'Atterberg et de paramètres qui en découlent. Les tableaux 1.3 et 1.4 donnent quelques exemples de ces estimations.

Tableau 1.3 Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955)

w_R (%)	<10	10 – 12	>12
Potentiel de gonflement	Fort	Critique	Faible

Tableau 1.4 Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).

I_P (%)	0-10	10 – 20	20-35
Taux de gonflement	Faible	Moyen	Elevé

Pour un sol contenant entre 8 et 65 % d'argile, Seed et al. (1962) établissent le tableau 1.5 à partir d'un potentiel de gonflement défini comme le pourcentage de gonflement d'une argile compactée à l'optimum Proctor et soumise à une charge de 7 kPa. Ce potentiel est estimé par la formule :

$$\varepsilon_s = 10^{-5} I_p^{2.24}$$

Tableau 1.5 Potentiel de gonflement (Seed et al. 1962).

Potentiel de gonflement	ε_s (%)	I_p (%)
Faible	0-1.5	0-10
Modéré	1.5-5	10-20
Fort	5-25	20-35

Mais le gonflement d'un sol peut être estimé à partir de deux paramètres simultanément. Le BRE (Building Research Establishment, 1980) propose de le relier à la teneur en argile et à l'indice de plasticité (Tableau 1.6).

Tableau 1.6 Potentiel de gonflement (BRE, 1980).

I_p (%)	% < 2 μm	Potentiel de gonflement
> 35	> 95	Très fort
22 - 35	60-95	Fort
18 - 22	30-60	Modéré
< 18	< 30	Faible

Ghen (1988) (cité par Djdid & Bekkouche 2001) le relie au pourcentage en particules inférieures à 74 μm et à la limite de liquidité (Tableau 1.7).

Tableau 1.7 Potentiel de gonflement (Ghen, 1988).

% < 74 μm	w_L (%)	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	Très fort
60 - 95	40-60	Fort
30 - 60	30-40	Modéré
< 30	< 30	Faible

Enfin, certains auteurs pensent que trois paramètres sont nécessaires pour évaluer le gonflement. La classification de Holtz & Gibbs (1956) relie le potentiel de gonflement en fonction de la fraction argileuse, de l'indice de plasticité et de la limite de retrait (Tableau 1.8).

Tableau 1.8 Potentiel de retrait (Holtz & Gibbs, 1956).

% < 2 μm	I_p (%)	w_R (%)	Pourcentage de retrait	Potentiel de retrait
> 28	> 35	< 10	> 30	Très élevé
20 - 13	25 - 40	7 - 10	20 - 30	élevé
13 - 23	15 - 30	10 - 15	10 - 30	Modéré

Chapitre. I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène de gonflement

La classification de Holtz & Dakshhanmurthy (1973) (cité par Djdid & Bekkouche 2001) utilise l'indice de plasticité, la limite de liquidité et la limite de retrait (Tableau I.9).

Tableau I.8 Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973).

Potentiel de gonflement	Ip (%)	w _R (%)	W _L (%)
Faible	> 18	> 15	20-35
Modéré	15-25	10 – 15	35-50
Fort	25 -35	7 – 12	50-70

1.4.6.3. L'indice de gonflement (C_g)

Il traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre. En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique. [19]

1.4.7. Méthode de détermination des paramètres de gonflement

1.4.7.1. Les méthodes directes

1.3.6.1 Méthode de gonflement libre

L'essai de gonflement libre est issu directement des procédures traditionnelles de l'essai œdométrique. Après montage dans la bague œdométrique, l'éprouvette est imbibée et est autorisée à gonfler sous le poids du piston. Une fois le gonflement stabilisé, le chargement s'effectue par paliers selon un taux d'accroissement approprié jusqu'à la stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge nécessaire pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale. L'avantage de cette méthode est qu'elle nécessite une seule éprouvette et permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le gonflement libre, et la courbe de compressibilité du sol saturé (après gonflement).

1.3.6.2. Méthode de gonflement sous charges constantes

Quatre éprouvettes, identiques, au moins sont soumises à quatre pressions verticales différentes. Ces quatre éprouvettes sont ensuite humidifiées et le potentiel de gonflement final est déterminé dans chaque cas. La courbe $\Delta h/h$ en fonction de la pression appliquée lors de l'humidification est tracée. Une interpolation linéaire est réalisée entre les quatre points pour estimer le potentiel de gonflement.

1.3.6.3. Méthode de gonflement empêché

Contrairement à la méthode de gonflement libre, l'essai consiste à maintenir à volume constant l'échantillon mis en contact avec l'eau. En chemin œdométrique, ceci consiste à bloquer

totalemment le piston contre un capteur de force qui permet de lire directement la pression de gonflement développée par l'échantillon pour un volume rigoureusement constant. [20]

1.4.8. Facteurs de prédisposition

Les facteurs de prédisposition sont de nature à induire le phénomène de retrait-gonflement des argiles, mais ne suffisent pas à le déclencher. Parmi les facteurs de prédisposition au phénomène de retrait-gonflement des argiles, on distingue :

- la nature du sol ;
- le contexte hydrogéologique.

1.4.8.1. Nature du sol

La nature du sol est le facteur de prédisposition prépondérant à l'apparition du phénomène de retrait-gonflement des argiles. En effet, seules les formations géologiques renfermant des minéraux argileux sont a priori concernées.

Ensuite, la probabilité de survenue du phénomène dans les formations argileuses est fonction de :

- la proportion de matériaux argileux au sein de la formation ;
- la proportion de minéraux argileux favorables ;
- la profondeur et de l'épaisseur de la formation.

1.4.8.2. Cotexte hydrogéologique

La présence d'une nappe phréatique à faible profondeur et des circulations saisonnières d'eaux souterraines à profondeur relativement faible constituent également des facteurs de prédisposition. En effet, elles peuvent être à l'origine de fréquentes variations de teneur en eau des sols et ainsi favoriser le phénomène de retrait-gonflement. [21]

1.4.9. Effets du phénomène de gonflement

1.4.9.1. Manifestations des désordres

Les mouvements de terrain induits par le retrait et le gonflement des argiles (figure 1.13) se traduisent principalement par des fissurations en façade des habitations, souvent obliques, et passant par les points de faiblesse que constituent les ouvertures.

Les désordres se manifestent aussi par des décollements entre éléments jointifs (garages, perrons, terrasses), ainsi que par une distorsion des portes et fenêtres, une dislocation des dallages et des cloisons et, parfois, la rupture de canalisations enterrées (ce qui vient aggraver les désordres car les fuites d'eau qui en résultent provoquent des gonflements localisés).



Fig. 1.13 Maison fissurée en raison des mouvements de terrain induits par la rétractation Et le gonflement du sol argileux. © BRGM



Figure I.14 : Le gonflement affecte la route.

1.3.9.2. Vulnérabilité de l'habitat individuel :

Les constructions les plus vulnérables sont les maisons individuelles. Plusieurs raisons expliquent l'incapacité de ce type d'habitat à supporter les distorsions générées par le mouvement du sol provoqué par le retrait-gonflement des argiles :

- _ la structure des bâtiments, légers et peu rigides ;
- _ des fondations souvent superficielles (en comparaison à celles des immeubles collectifs) ;
- _ l'absence, dans la plupart des cas, d'une étude géotechnique préalable qui permettraient notamment d'identifier la présence éventuelle d'argile gonflante et de concevoir le bâtiment en prenant en compte le risque associé.[22]



Figure I .15 : Maison fissurée à cause de la retraction et du gonflement de l'argile (Pas-de-Calais, 2003). © BRGM - P. Burchi

1.4. Conclusion :

Une étude bibliographique a été menée, pour recueillir le maximum d'informations qui concerne les argiles et le phénomène de gonflement des argiles, ainsi qu'une présentation de quelques résultats bibliographiques sur les travaux des chercheurs qui ont traité le phénomène de gonflement, la cinétique et la pression de gonflement. En citant les différentes techniques de la stabilisation des argiles et quelques résultats bibliographiques sur la stabilisation du gonflement.

Chapitre. II

Méthodes de Stabilisation des sols Gonflants

II.1.Introduction :

Les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à l'amélioration en profondeur de certains terrains et cela pour qu'ils puissent recevoir des ouvrages de grande importance projetés comme les bâtiments, les ponts, les routes, chemins de fer,.... etc [23].

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Un bon nombre de solution a été proposé afin de résoudre ce problème, il existe plusieurs techniques de stabilisation [24].

La stabilisation des sols argileux a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité [25].

Dans ce chapitre, une recherche bibliographique présente les travaux de recherche effectués dans le domaine de la stabilisation des sols gonflants.

II .2.Définition de la stabilisation :

Stabiliser la terre c'est modifier les propriétés d'un système terre-eau-air pour obtenir des propriétés permanentes compatibles avec une application particulière ou encore on appelle stabilisation des sols, l'ensemble des procédés permettant d'améliorer leurs caractéristiques [26].

II.3.But de la stabilisation :

La stabilisation répond à un certain nombre d'objectifs qui sont :

- Rendre utilisable un sol qui ne présente pas les caractéristiques requises pour servir.
- Éviter le décapage et le remplissage par des matériaux d'apport.
- L'assèchement des sols permettent de les rendre praticables aux engins de chantiers.
- L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable.
- Limiter la sensibilité des argiles à l'eau.
- Diminuer les variations de volume dans le cas des sols gonflants [27].

II.4. Techniques de stabilisation :

Il existe différentes méthodes de stabilisation des matériaux. On peut répartir celles-ci en deux catégories selon qu'elles font appel à un traitement mécanique ou à l'ajout d'un liant.

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- stabilisation mécanique.
- stabilisation thermique.
- stabilisation chimique.
- stabilisation par ajout des matériaux.

II.4. 1. Stabilisation mécanique :

La stabilisation mécanique comprend deux méthodes :

1. Stabilisation par dessiccation :

C'est une technique très ancienne, qui consiste à mouler la terre avec une teneur en eau élevée, sans compactage et à laisser les briques séchées au soleil. Elle a pour effet l'augmentation de la cohésion du matériau.

2. Stabilisation par compactage (densification) :

Le compactage est la méthode de stabilisation la plus ancienne et la plus importante.

Il consiste en une réduction de volume pratiquement instantanée du sol dû à la réduction des vides remplis d'air [28].



Compactage Dynamique



Compactage de Surface

Fig. II.1 Compactage dynamique et compactage de surface.

a) Méthodes de compactage :

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné. Les paramètres de compactage sont : la teneur optimale en eau (ω_{opt}) et la densité sèche du sol la plus élevée (ρ_{opt})

Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal [29].

Avantages de compactage

- ✓ Le compactage est plus économique
- ✓ Réduire le potentiel expansif

Inconvénients de compactage

- ✓ Il faut une grande quantité d'eau.

b) Méthodes de drainage :

Cette technique est utilisée pour collecter l'eau ensuite la drainer ailleurs dans les cas d'ouvrage en tassement (remblais routiers). Le drainage ne comporte généralement pas de pompage mécanique, car on utilise uniquement l'écoulement gravitaire. Son domaine d'application est surtout celui des terrains peu à très peu perméables. Les systèmes de drainage sont fabriqués de filtres d'agrégats poreux [30].

c) Méthodes de Substitution :

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente.

Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée.

Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sables, ou autres matériaux graveleux. C'est une solution très coûteuse [31].

d) Méthodes de Pré-humidification:

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

- Simple arrosage par jet.
- Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé [32].

e) Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux :

Elles sont utilisées, soit pour réduire le gonflement, soit pour dissiper les pressions du gonflement.

L'étude la plus intéressante était faite par Jennings et Evans cité par Mouroux (1969). Elle donne, en effet, plusieurs types de construction suivant le soulèvement estimé.

Des renforcements en acier des murs pour assurer une plus grande rigidité ;

- ✓ Des « constructions Split », c'est-à-dire, conçues pour assurer le déplacement sans dommage d'une partie de l'édifice ;
- ✓ Des reports de charges sur des semelles isolées ;
- ✓ Des pieux fondés sur une couche peu gonflante.

Par ailleurs, on peut placer un tapis graveleux entre l'argile et la construction pour amortir l'effet du gonflement [33].

II.4. 2. Stabilisation thermique :

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile en réduisant la répulsion électrique entre les particules, sous l'effet de la chaleur on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué.[34]

II.4. 3. stabilisation chimique :

Afin de vérifier l'efficacité des solutions salines en place, il faut prélever des échantillons intacts avant et après traitement et mesurer leur gonflement au laboratoire. L'application de la technique de stabilisation des sols gonflants par les sels à des ouvrages réels doit être envisagée avec prudence car il n'est pas impossible que les sels soient lessivés par l'eau et que leur effet finisse par disparaître. Pour cela, il faudrait mener une étude spécifique détaillée de lixiviation, si

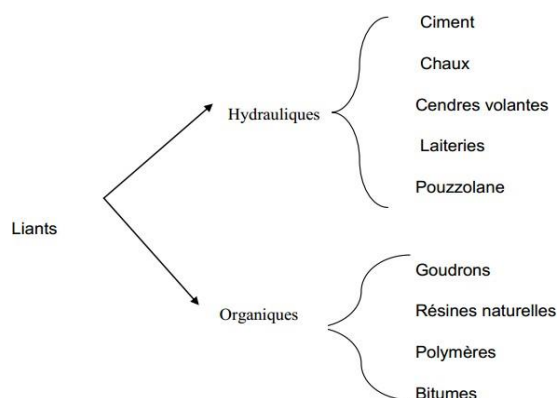
possible dans les conditions du site, avant chaque cas de traitement, afin de définir la nature et la concentration des solutions salines à utiliser.

a) Stabilisation par des solutions salines :

Les liants sont des produits qui agissent sur les sols de façon purement mécanique en leur apportant soit un supplément de cohésion, par suite de leur durcissement ou de leur viscosité propre, soit une insensibilisation à l'eau. [35].

Les stabilisants physico-chimiques sont :

1. Les hydrophobants
2. Les liants



b) Stabilisation par la chaux :

Il y a quelques années, on a commencé à utiliser la chaux au lieu du ciment pour la stabilisation des sols, surtout de ceux constitués par des argiles fortes (très plastiques). L'action de la chaux sur les argiles n'est pas encore bien définie. Il semble qu'elles agissent sur les bases de permutation en abaissant l'indice de plasticité et en formant, en outre, une espèce de ciment naturel, composé de silicates alumino-calciqque complexes.

On ne possède pas dans ce domaine une longue expérience comme dans les cas précédant. L'étude de ce type de stabilisation présente un grand intérêt, vue le bas pris de la chaux. Cette technique sera développée dans le chapitre qui suit [36].

La chaux provoque deux actions différentes dans le sol :

- ✓ L'action immédiate : se produit directement après que la chaux soit mélangée au sol.

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

- ✓ L'action à long terme : peut durer entre plusieurs mois et quelques années après la mise [37]

La chaux aérienne se présente sous trois formes : chaux vive, chaux éteinte et lait de chaux. Pour le traitement des sols à la chaux, on préconise d'utiliser :

- ✓ la chaux vive lorsque le sol est trop humide ($W_{nat} > W_{OPN}$) ;
- ✓ la chaux éteinte lorsque le sol est à la teneur en eau optimale ($W_{nat} \approx W_{OPN}$) ;
- ✓ le lait de chaux lorsque le sol est trop sec ($W_{nat} < W_{OPN}$). où W_{nat} et W_{OPN} désignent les teneurs en eau naturelle et optimale du sol à traiter [38].

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

- ✓ D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.
- ✓ De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé.
- ✓ De modifier les propriétés du sol [39].

Les différents types de la chaux :

1. **La chaux vive** : est le produit direct de la combustion du calcaire, essentiellement de l'oxyde de calcium (CaO), c'est la chaux la plus utilisée dans le traitement des matériaux humide.

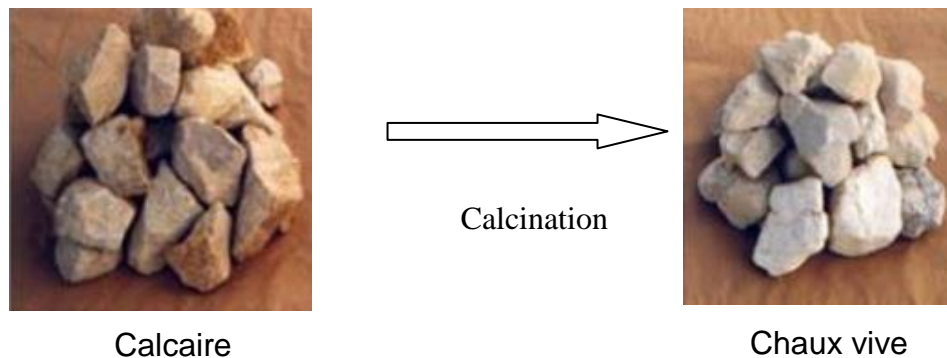
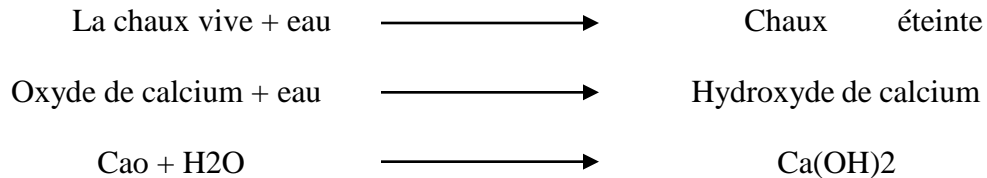


Fig. II.2 Calcaire et chaux vive.

2. **La chaux éteinte** : est obtenue par la réaction de la chaux vive avec de l'eau. Elle est constituée en particulier d'hydroxyde de calcium (Ca(OH)_2), ce type de chaux est utilisée pour le traitement de matériaux à faible teneur en eau.



3. **Le lait de chaux** : c'est la chaux en forme plus concentrée et plus liquide et sa prise est très lente, elle est obtenu par mise en suspension de chaux éteinte dans de l'eau comme elle peut être préparé à partir de la chaux vive, Elle est utilisée pour les traitements de matériaux secs .Son emploi a l'avantage est de supprimer la poussière et d'humidifier les ces sols [40].

Réaction sol-chaux :

- ✓ Échange cationique

L'addition de chaux engendre un excès de cations de calcium divalents qui tendent à remplacer les cations monovalents (Na^* et K^1). Les ions calcium non échangés seront adsorbés, ce qui conduit à augmenter la densité en ions, c'est à dire une baisse dans la capacité d'échange des particules. Tout ceci se traduit par une baisse du gonflement.

- ✓ Floculation et agglomération des particules d'argiles

L'ajout de chaux à des grains fins d'argiles cause une floculation et une agglomération des particules. Ce phénomène a comme résultat un changement apparent dans la texture, les petits grains se regroupent pour former d'autres grains de grande taille. Donc, la floculation d'argile augmente la grosseur effective des grains et joue un rôle important dans la stabilisation.

- ✓ Carbonatation de la chaux

La chaux réagit avec le dioxyde de carbone de l'air (CO_2) pour former de faibles agents de cimentation comme les carbonates de calcium par exemple (CaCO_3 , MgCO_3) selon le type de chaux utilisée. Généralement, on essaie de réduire ce phénomène par compactage du sol traité

après une petite durée de malaxage. Des études ont montré que cette réaction est probablement plus nuisible qu'utile dans la stabilisation du sol.

✓ Réaction pouzzolanique

Cette réaction se produit entre la silice et/ou l'alumine du sol et la chaux pour former certains types d'agents de cimentation ou de solidification. Le résultat de ces réactions donne la part la plus importante dans l'augmentation de la résistance du mélange sol-chaux, les propriétés acquises par le sol peuvent durer des années. Ce phénomène est la cause principale qui assure la bonne stabilisation du mélange sol-chaux

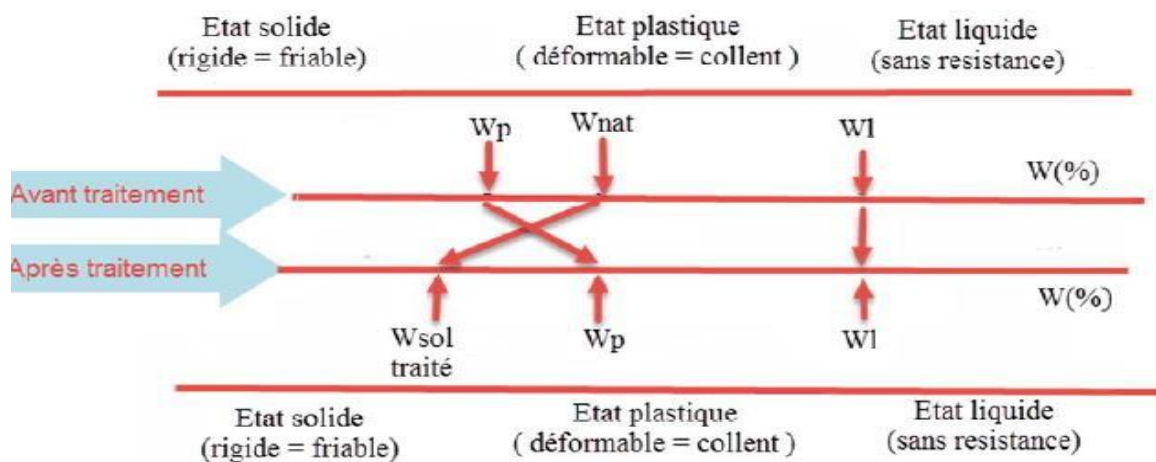


Fig. II.3 Variation d'indice de plasticité en fonction du traitement par la chaux.

Méthode d'utilisation de la chaux dans le traitement du sol :

Malaxage sur place :

Le procédé d'ajout de la chaux par malaxage avec le sol est utilisable pour des profondeurs de traitement inférieur à 50cm. La mise en œuvre est réalisée en période où le sol est sec ou peu humide. Le malaxage (voir **Figure II.4**) peut s'effectuer avec répétition pour améliorer le résultat. L'eau peut être introduite au fur et à mesure du malaxage si un compactage spécifique est requis. De même, l'utilisation de l'eau permet de stabiliser la chaux malaxée contre les vents après mise en place.

D'une manière générale, le traitement par malaxage en place présente les avantages suivants :

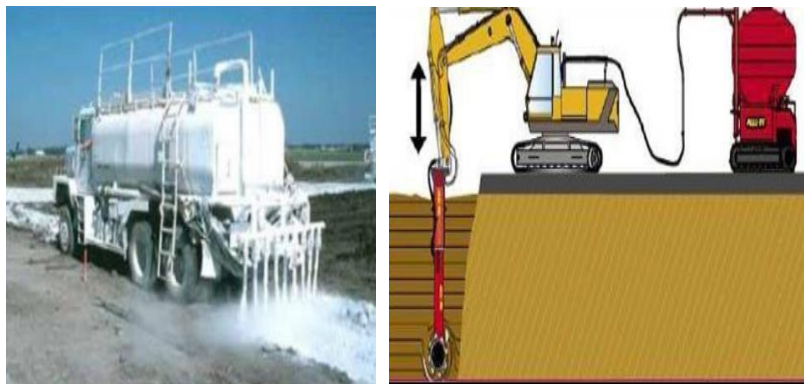
- Homogénéité du mélange ;
- Réduction des émissions de poussière.



Fig. II.4 Traitement par malaxage

Technique d'injection :

Le procédé de traitement par injection (**Figure II.5**) est utilisable en surface (**cas a**) ou en profondeur si le terrain est suffisamment meuble (**cas b**). L'injection en profondeur est souvent utilisée pour réduire la déformabilité du sous-sol.



Cas (a)

Cas (b)

Fig.II.5 Technique par injection pour les deux cas.

Colonnes de chaux

La réalisation de colonnes de chaux dans le sol vise l'objectif d'absorber l'humidité pouvant atteindre le sous- sol. La mise en œuvre des colonnes de chaux est similaire à tout autre procédé de réalisation de pieux forés. Les diamètres des colonnes de chaux sont de l'ordre de 25 cm à 50

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

cm. Leurs profondeurs peuvent atteindre 5m à 8m selon la fermeté des sols. Les espacements entre les axes des pieux réalisés sont variables selon l'humidité dans le sol.

La réalisation de chaque colonne peut s'effectuer en battant un cylindre métallique creux. Le sol contenu dans le moule métallique est ensuite retiré pour être remplacé par de la chaux. A l'extraction du tube moule du sol, la chaux est mise directement en contact avec le sol. Elle commence à réagir si ce dernier lui permet l'humidité. Un dégagement de chaleur s'effectue à mesure que la chaux s'hydrate, ce qui permet de réduire l'humidité du sol par évapotranspiration [41].

Traitement par ciment

Le ciment est un additif qui peut être utilisé pour la stabilisation du sol dont il augmente la résistance, limite le retrait, diminue la plasticité et réduit le potentiel des variations de volume.

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel [42].



Fig. II.6 Processus de fabrication de ciment.

On distingue cinq types de ciment (voir **Tableau II.1**), dont le choix pour le traitement des sols se fera sur différents critères (CRR, 2004)

Tableau II.1 : Types de ciment

CEM I	Ciment Portland
CEM II	Ciment Portland composé
CEM III	Ciment de haut fourneau

CEM IV	Ciment pouzzolanique
CEM V	Ciment composé

- Temps de prise assez long pour la mise en œuvre.
- Bonne résistance à moyen et long terme.
- Compatibilité avec le sol à traiter.
- Bon rapport qualité/prix [43].

Traitement mixte (chaux et ciment)

Dans le cas où le sol est humide (on préconise la chaux) et peu argileux (on préconise le ciment), on utilise d'abord la chaux à faible et ensuite le ciment, ces liants ayant une action complémentaire. Le traitement préalable à l'ajout du ciment conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux. En préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %.

Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolanique (stabilisation) sont désirées [44].

II .5. Conclusion :

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

Chapitre. III

Matériaux utilisés

Et procédures d'essais

III.1 Introduction

Afin de résoudre le problème des sols à problèmes, on utilise bien souvent des méthodes de traitement des sols pour améliorer les propriétés géotechniques insuffisantes des sols rencontrés sur le site avant de les réutiliser pour une certaine fonction dans l'ouvrage. Le traitement des sols à la chaux est actuellement un des méthodes les plus courantes pour transformer les sols naturels locaux en nouveaux matériaux avec les performances désirées.

Le travail expérimental a été orienté principalement vers une étude de l'influence de la poudre de la brique rouge et de la chaux sur la stabilisation de certaines propriétés géotechniques du sol argileux naturel. Différents essais ont été réalisés pour étudier l'influence de la poudre de brique rouge et la chaux sur le sol argileux. Les pourcentages de la poudre de la brique rouge et de la chaux utilisés dans l'étude expérimentale sont de 0%, 3%, 6%, 9%, et 12%

III.2 Matériaux utilisés

III.2.1 Sol argileux

Le sol argileux utilisé dans cette étude vient de la zone d'Oued Fragha (voir figure 3.1), daïra de Bouchagouf (Guelma), Algérie. Les prélèvements d'échantillons effectués par une pelle à main et ce dans le but d'obtenir une éventuelle homogénéité des sols à étudier. Le prélèvement a été effectué sur une profondeur de **1.4 m** environ. Après l'extraction, le sol a été placé dans des sachets en plastique et transporté au laboratoire pour préparation et exécution des essais géotechniques d'identification et de caractérisation.



Fig. III.1 Localisation du lieu de prélèvement de l'échantillon, Oued Fragha (Google Earth).

III.2.2 chaux

Le traitement des sols à la chaux est une technique largement utilisée dans le domaine des terrassements (construction d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires, plateformes, etc.). Dans le projet de réalisation de l'aéroport de Dallas (USA) le sol a été stabilisé par ajout de

la chaux. La couche traitée est épaisse de 2.5m à 5m. Le potentiel de gonflement du sol de l'ordre de 10%, fut diminué pour des valeurs satisfaisantes. Cette même technique a été utilisée dans la réalisation d'autoroutes aux USA (Chen, 1988).

On a utilisé la chaux vive, c'est une poudre blanche constituée essentiellement d'oxydes de calcium (CaO), obtenue par pyrolyse du calcaire. En général, La composition chimique de la chaux (TRAN, 2013) est présentée dans le tableau 3.1.

Tableau III.1 La composition chimique de la chaux.

Composants	Quantité
CaO	95,1 %
MgO	0,57%
SiO ₂	1,53%
Fe ₂ O ₃	0,11%
Al ₂ O ₃	0,15%
S	0,03%
CO ₂	1,17%
PF	2,20%
Réactivité à l'eau t60	1,68 min

III.2.3 Poudre du déchet de brique rouge

Les déchets de la brique rouge proviennent de l'usine de *briquèterie de Bendjerrah* de Guelma. Après transport, ils ont fait l'objet d'un broyage et d'une caractérisation complète.

III.2.3.1 Masses volumique et coefficient d'absorption

Les valeurs de ces deux caractéristiques physiques sont illustrées dans le tableau 3.2 et le tableau 3.3.

Tableau III.2 Masses volumiques absolue et apparente de la brique utilisée.

Masse volumique absolue (g/cm ³)	Masse volumique apparente (g/cm ³)
2.65	0.71

Tableau III.3 Coefficient d'absorption d'eau de la brique utilisée.

Coefficient d'absorption d'eau(%)
16.1

III.2.3.2 Composition chimique de la poudre du déchet de brique rouge

La composition chimique de la poudre de la brique rouge déterminée par fluorescence X, dont les

résultats obtenus, présentés en tableau 3.4, mettent en évidence des pourcentages élevés en silice et en alumine avec un rapport :

$$\left(\frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3}\right) = 4.89$$

Tableau III.4 *Composition chimique de la poudre du déchet de brique rouge utilisé (Nighri. G. 2018).*

Eléments	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SiO ₂	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	P.A.F
(%)	4.28	14.17	6.30	69.26	2.25	0.28	1.34	0.02	1.96

Comme il fallait s'y attendre, on constate que notre brique est riche en silice et en alumine. Pour être utilisé comme, constituant secondaire actif, dans l'industrie du ciment, la poudre de briques doit répondre à certains critères chimiques. Ainsi et selon la norme Américaine STM-C-618 (1980) [1], les minéraux provenant de l'argile cuite doit répondre aux trois conditions suivantes :

- La somme totale des trois oxydes (**%SiO₂**) + (**% Al₂O₃**) + (**% Fe₂O₃**) supérieure à 70%,
- Le taux de dioxyde de sulfure inférieur à 4%,
- La perte au feu inférieur 10%.

Si les trois conditions citées précédemment sont vérifiées, le matériau sera déclaré «pozzolanique actif». En accordance avec les trois critères de la norme ASTM-C-618 de 1998, les déchets de briques utilisés correspondent bien à un matériau pouzzolanique actif pour le béton. En effet :

- ❖ (**%SiO₂**) + (**% Al₂O₃**) + (**% Fe₂O₃**) = 69.26 + 14.17 + 6.30 = 89.73% > 70%
- ❖ (**%SiO₃**) = 0.02 < 4%
- ❖ **P.A.F** = 12.96 < 10%.

Par ailleurs une deuxième norme Indienne [2] exige quant à elle, et ce afin d'assurer une bonne pouzzolanité les deux conditions suivantes :

- La somme totale des deux oxydes (**%SiO₂**) + (**% Al₂O₃**) >50%,
- Le taux de **CaO** doit être inférieur à 10%,

Concernant cette norme Indienne, l'on constate que ces deux conditions sont respectées, puisque :

- ❖ (**%SiO₂**) + (**% Al₂O₃**) = 69.26+14.17=83.43 >50%,
- ❖ (**% CaO**)=4.28% < 10%

Ainsi, les résultats de l'analyse chimique confirment bien le caractère pouzzolanique des produits rouges, et les résultats obtenus répondent aux deux normes Américaine et Indienne. Par ailleurs, en comparant la composition chimique obtenue avec celle d'une autre briqueterie implantée à Timgad, on peut remarquer une présence des taux d'oxydes nettement plus importants dans la poudre de briques de Bendjerrah, comme l'atteste les résultats du tableau 3.5.

Tableau III.5 Composition chimique de la poudre des déchets de brique rouge
Des briqueteries Bendjerrah et de Timgad

Eléments	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SiO ₂	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	P.A.F
Bendjerrah (%)	4.28	14.17	6.30	69.26	2.25	0.28	1.34	0.02	1.96
Timgad (%)	12.88	16.61	6.22	53.78	2.20	0.87	2.13	0.65	//

III.3 Teneur en eau w (NF P 94-050)

Pour la détermination de la teneur en eau, on utilise la méthode par étuvage. L'objectif de cet essai est de calculer le rapport du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs, après dessiccation à l'étuve à 105°C-110°C. Les équipements nécessaires pour cet essai sont les suivants (figure III.2):



Balance



Etuve



Spatules flexibles inox



Pissettes



Éprouvette graduée



Récipient

Fig. III.2 Equipements utilisés pour l'essai de teneur en eau.

L'échantillon de matériau humide est pesé puis placé dans l'étuve à 105°C-110°C jusqu'à l'obtention d'une masse constante (correspondant alors à la masse du matériau sec). La teneur en eau du sol étudié est $w = 23.5\%$.

III.4 Analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie (NF P 94-057)

Une donnée importante permettant la caractérisation d'un sol est la courbe granulométrique exprimant la distribution de la taille les grains qui constituent un sol. Dans le laboratoire, cette courbe est déterminée par essais de tamisage et de sédimentométrie.

L'analyse granulométrique par tamisage ($D \geq 80 \mu\text{m}$) consiste à séparer et classer à l'aide de tamis des grains selon leur diamètre par une colonne de tamis à dimensions de mailles décroissantes installée sur un système d'agitation mécanique. Les gammes granulométriques ainsi isolées sont pesées pour déterminer la proportion en masse de chacune dans le sol étudié.

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes (voir figure 3.3). Les masses des différents refus et tamisats sont rapportées à la masse initiale du matériau. C'est l'étude de la fréquence des grains de différentes dimensions, réalisée sur un échantillon, pouvant aller jusqu'à $80 \mu\text{m}$. Ceci pour définir les différentes classes granulométriques contenues dans ces échantillons. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique.

L'analyse granulométrique par sédimentométrie est employée pour étudier la distribution des tailles de grains plus petits ($D \leq 80 \mu\text{m}$), parce que des interactions moléculaires entre ces sédiments et le tamis empêchent l'utilisation de ce dernier (voir figure III.4).



Fig. III.3 L'analyse granulométrique par tamisage.

Tableau III.6. Résultat de l'analyse granulométrique.

Tamis Paramètres	16	14	10	5	2	1	0.4	0.2	0.08
Refus (%)	1.68	2.53	2.77	5.47	8.76	10.53	13.41	13.41	20.27
Passant (%)	98.32	97.47	97.23	94.53	91.24	89.47	86.59	83.28	79.73

L'essai de sédimentométrie est réalisé conformément à la norme NF P94 - 057. Le principe est basé sur la loi de Stokes.

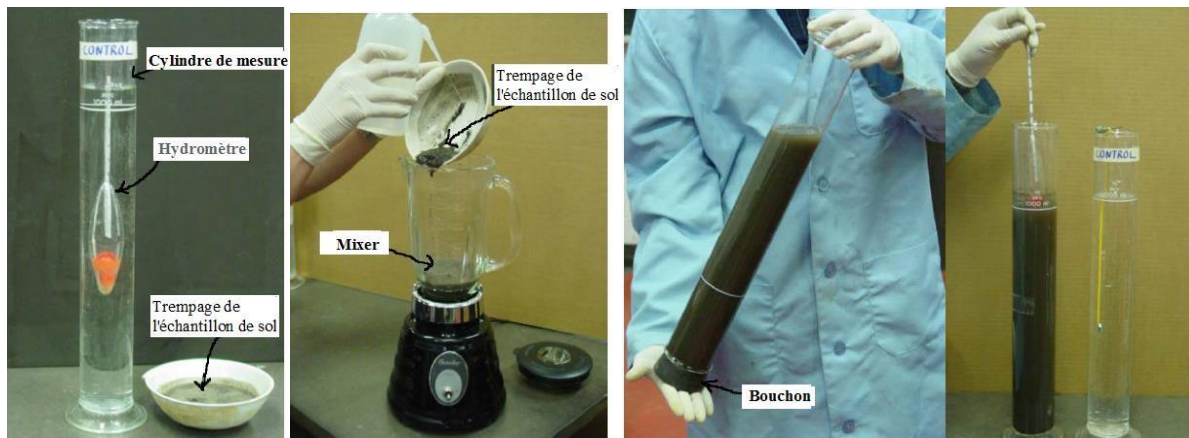


Fig. III.4 L'analyse granulométrique par sédimentométrie

Calculer le pourcentage des tamis et complète la courbe granulométrique.

Tableau III.7 : Calcul d'essai de sédimentation du sol.

Volume Cm ³	2000		Cm =	0.001	Ht	12.02	passant au 80 μm :	79.7
ρs :	2.7		ρw :	0.998	masse=	80	ρs-ρw	1.7
Temps de lecture	lecture densimètre		Température	correction température	lecture corrigée	%passants del'echan	Diamètre équivalent	
Heu min sec	R		T °C	Ct	RC	P %	D mm	
		30	1.025	23	-0.0015	1.024	75.83	0.062236
	1	60	1.024	23	-0.0015	1.023	72.667	0.044008
	2	120	1.023	23	-0.0015	1.022	69.507	0.031118
	5	300	1.0225	23	-0.0015	1.0215	67.927	0.020535
	10	600	1.0215	23	-0.0015	1.0155	48.971	0.01452
	20	1200	1.016	22	-0.0015	1.015	47.391	0.010661
	40	2400	1.015	22	-0.0015	1.014	44.232	0.007588
	80	4800	1.014	22	-0.0015	1.013	41.072	0.005401
	240	14400	1.012	22	-0.0015	1.011	34.754	0.003158
	1440	86400	1.004	23	-0.0015	1.003	9.478	0.001352

A la fin de l'essai on trace La Courbe Granulométrie

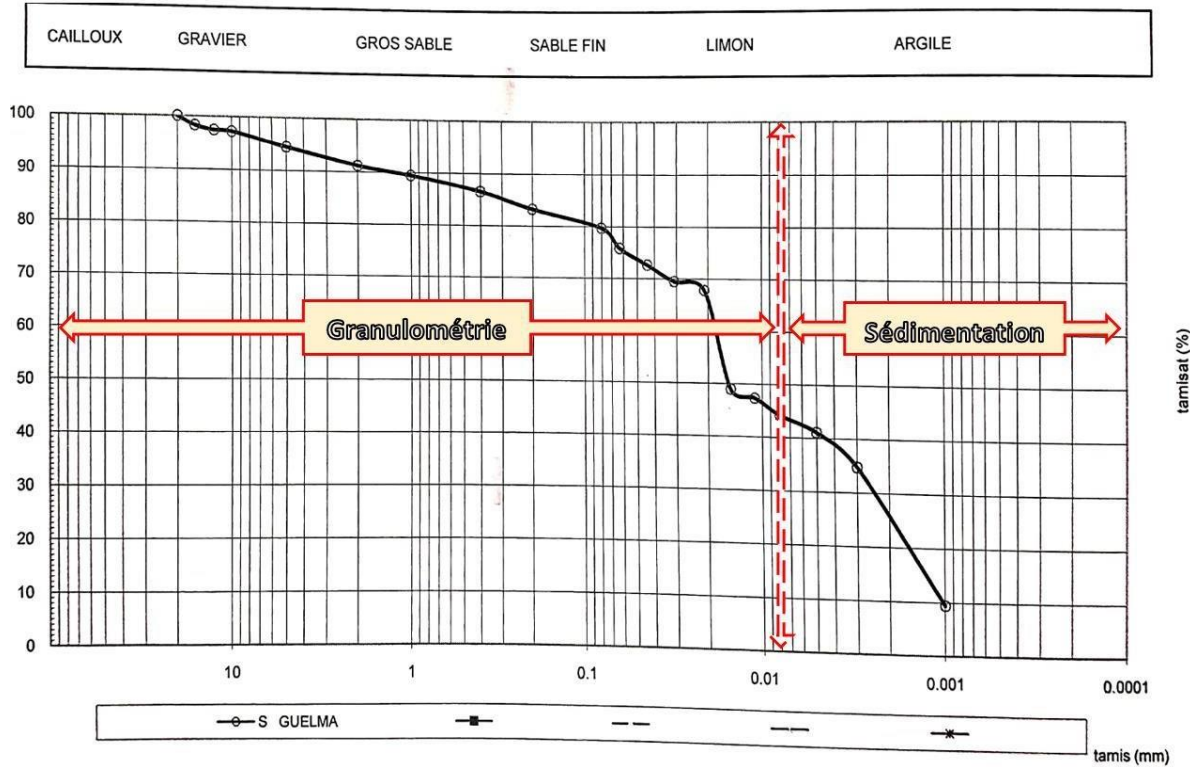


Figure III.5. Courbe Granulométrique + Sédimentométrique de l'échantillon.

La courbe granulométrique de l'argile d'Oued fragha montre que :

- Le pourcentage des fines inférieures à 80µm est de 80% contenant une fraction d'argile de 27%.
- La courbe granulométrique est étalée et continue.

III.5 Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau caractéristiques des sols fins permettant entre autre d'établir leur classification et d'évaluer leur consistance. Ces valeurs de teneurs en eau permettent de caractériser également les différents états des sols : *liquide, plastique, solide et solide sans retrait* de ces matériaux (figure 3.5). L'essai doit être réalisé sur la fraction 0-400 µm

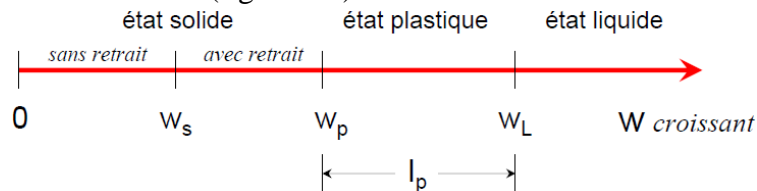


Fig. 3.5 Comportement des sols fins avec la variation de la teneur en eau (w).

III.5.1 Limite de liquidité w_L

Il existe deux méthodes pour définir la teneur en eau correspondant à la limite de liquidité :

- L'essai à la coupelle de Casagrande (NF P94-051)
- L'essai au cône de pénétration (NF P94-052-1)

III.5.1.1 Méthode de la coupelle de Casagrande

Teneur en eau pour laquelle une entaille est refermée sur 10mm après 25 coups (figure 3.6 et III.7).



Fig. III.6 Méthode de Casagrande.



Fig. III.7 Mode opératoire pour W_l (Casagrande).

III.5.1.2 Méthode du cône de pénétration

Basée sur la relation entre la teneur en eau et la pénétration d'un cône dans un échantillon de sol, la méthode d'essai du pénétromètre à cône (figure 3.8) pour la limite de liquidité fournit une valeur immédiate de la pénétration. La limite de liquidité est déduite pour une pénétration de 17 mm



Fig. III.8 Méthode au cône de pénétration.

III.5.2 Limite de plasticité w_p

Teneur en eau correspondant à une limite arbitraire entre les états plastique et solide avec retrait de la consistance d'un sol. En formant un cylindre de 3mm de diamètre se brisant en tronçons de 10 à 20mm (figure 3.9).



Fig. III.9 Limite de plasticité w_p par la méthode au rouleau.

Former une boulette à partir à la pâte préparée, rouler la boulette sur une plaque lisse à la main de façon à obtenir un rouleau de 3mm de diamètre et de 10 cm de longueur et ne doit pas être creux. La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm (figure 3.10). Si aucune fissure n'apparaît, le rouleau est réintégré à la boulette. La pâte est malaxée tout en étant séchée légèrement, éventuellement sous un flux d'air chaud à une température inférieure à 50 °C.



Fig. III.10 Mode opératoire pour limite de liquidité.

III.5.3 Indice de plasticité I_p

$$I_p = w_L - w_p$$

III.5.4 Indice de consistance I_c

$$I_c = \frac{w_L - w_{nat}}{I_p}$$

III.5.5 Activité A_c

$$A_c = \frac{I_p}{\text{teneur en argile}}$$

III.6 Essai au bleu de méthylène (NF EN 933-9)

L'essai au bleu de méthylène a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et d'en déterminer la concentration. Quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les particules argileuses. Tant que le bleu de méthylène est absorbé, il ne colore pas l'eau. On le vérifie en déposant une goutte sur un papier buvard : le centre de la tache est bleu vif (argile ayant absorbé le bleu) et l'auréole de la tache reste incolore.

A partir d'une certaine dose de bleu, l'auréole se colore aussi : c'est le signe que toute l'argile a épuisé sa capacité d'absorption. La quantité de bleu consommée est donc une indication de la quantité d'argile. La valeur de bleu (VBS) s'exprime par la quantité de bleu en grammes consommée par 100 grammes de fines. Les valeurs du bleu de méthylène en fonction de la nature du sol sont présentées sur la figure III.10.

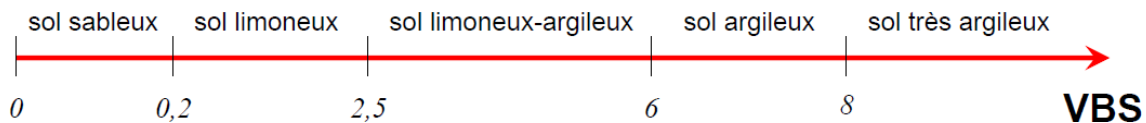


Fig. III.11 valeurs du bleu de méthylène en fonction de la nature du sol

Les étapes de l'essai peuvent cependant être définies brièvement comme suit : 500 ml d'eau déminéralisée ou distillée sont ajoutés à 30g d'échantillon dans un récipient de 3 litres. La solution est agitée à l'aide de l'agitateur à ailettes à une vitesse de 700 tr/min pendant au minimum 5 min, puis de manière permanente à 400 tr/min. 5 ml de solution de bleu de méthylène sont ensuite ajoutés à l'aide de la burette et, au bout de 1 minute,

le test de la tâche est effectué sur papier filtrer. Les équipements utilisés pour l'essai au bleu de méthylène sont illustrés sur la figure III.11.

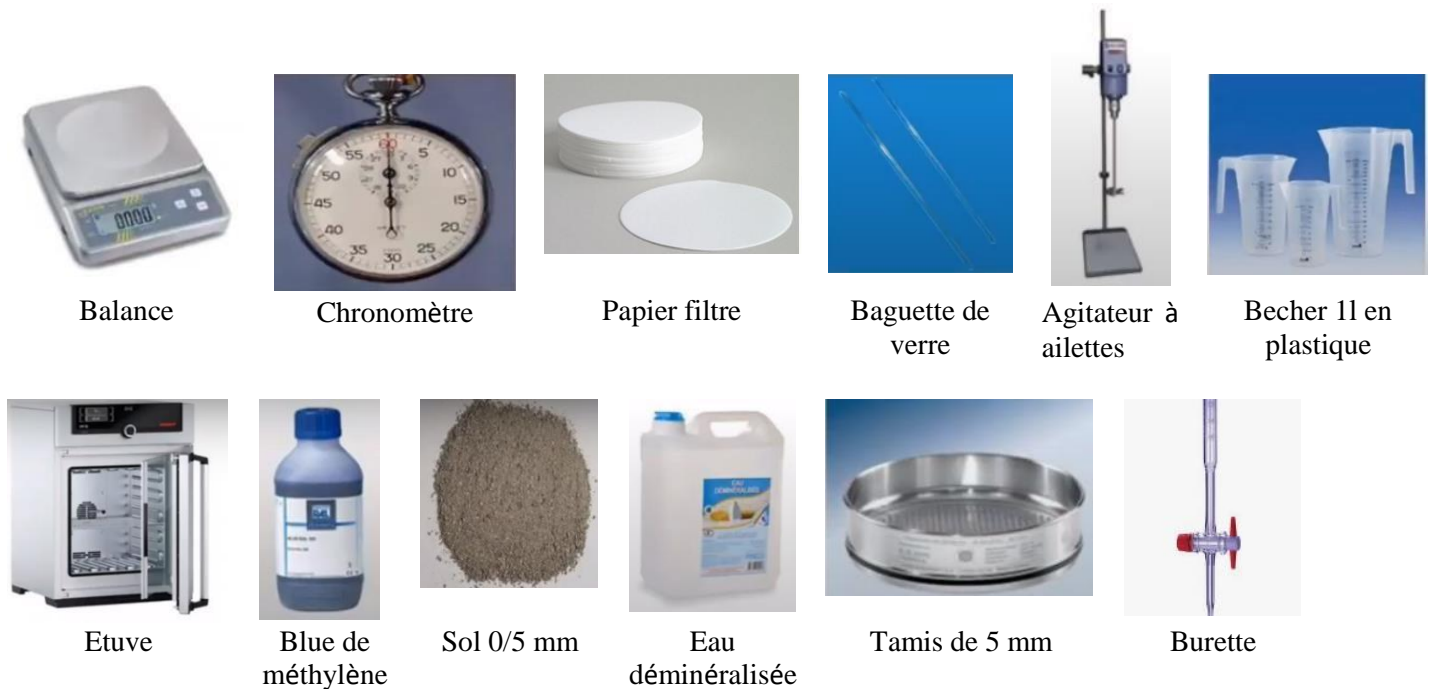


Fig. III.12 Equipements utilisés pour l'essai pour l'essai au bleu de méthylène.

III.7 Essai proctor : (NF P 94-093)

A pour but de déterminer, pour un compactage d'intensité donnée, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximum. La teneur en eau ainsi déterminée est appelée « teneur en eau optimum Proctor ». L'essai Proctor (figure III.12) est réalisé pour déterminer les caractéristiques de compactage Proctor (optimum Proctor) du sol initial et des sols traités à la chaux au poudre du déchet de brique rouge. Le mode opératoire est conforme à la norme NF P94-093.



Fig. III.13 Essai Proctor.

L'essai Proctor permet de tracer la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, pour une énergie de compactage donnée. Cette courbe permet de mettre en évidence un optimum de poids volumique. Pour la *construction de remblai* de grande masse (barrages, remblais routiers...), on se réfère presque exclusivement à *l'essai Proctor Normal* ; en couches

de chaussée on se réfère presque exclusivement à *l'essai Proctor Modifié*, réalisé avec une énergie supérieure.

Cet essai permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement :

- w_{OPN} (ou w_{OPM}) teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié) ;
- γ_{dOPN} (ou γ_{dOPM}) poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal(ou Modifié).

La figure 3.13 résume les principales étapes de l'essai Proctor.

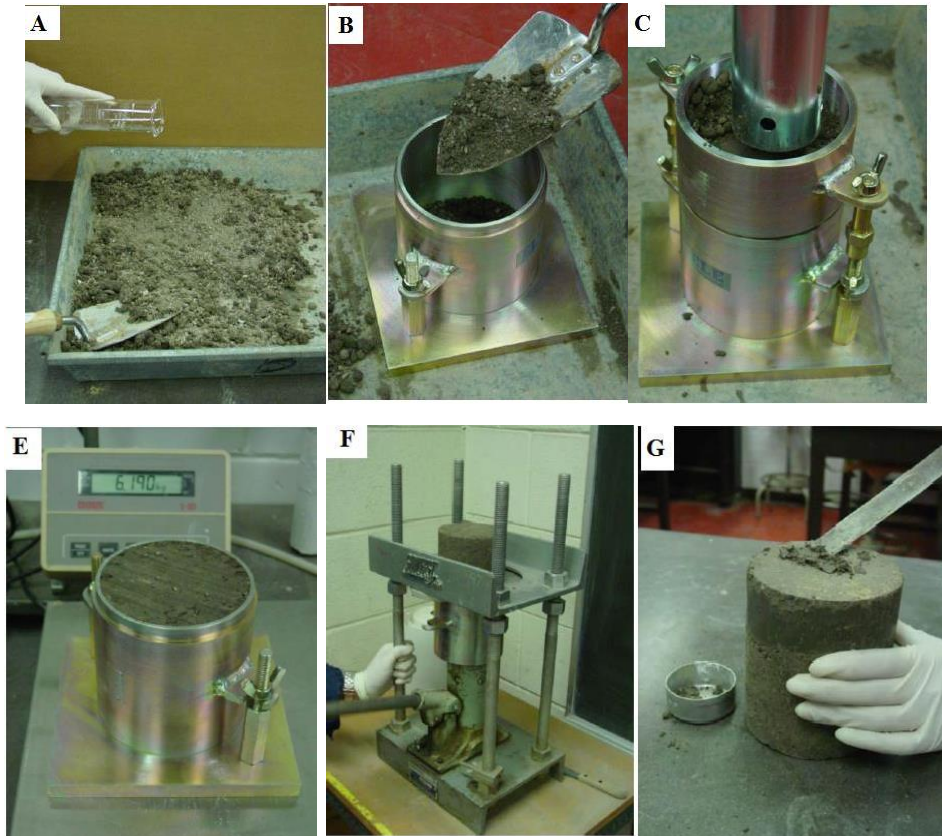


Fig. III.14 Les principales étapes de l'essai Proctor.

L'essai Proctor consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à la compacter à l'aide d'une dame, pour chacune des teneurs en eau. Pour chacune des valeurs des teneurs en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau. L'essai répété plusieurs fois et on varie à chaque fois la teneur en eau (10, 12, 14, 16, 18%, 20% et 20%) et on fixe l'énergie de compactage (3×25). En trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

Le mode opératoire de l'essai Proctor est réalisé selon les étapes suivantes :

- On prend 2,5 kg de sol préalablement préparé qu'on verse dans un bac.

- On ajoute une certaine quantité d'eau proportionnelle au poids du sol utilisé.
- A l'aide de la truelle on malaxe bien le sol.
- On remplit le **moule Proctor** normalisé en trois couches puis après avoir versé chaque couche on compacte à l'aide de la **dame Proctor normal** par 25 coups et en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter. On procède de la même manière après la mise en place de la 2ème et 3ème couche.

III.8 Essai C.B.R (NF P 94 078)

L'essai CBR (figure III.14) a pour but d'évaluer la portance du sol en estimant sa résistance au poinçonnement, afin de pouvoir dimensionner la chaussée et orienter les travaux de terrassements.



Fig. III.15 L'essai CBR (California Bearing Ratio).

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de forme compactées des ouvrages routiers. Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (IPI, CBR) qui permettent :

- D'établir une classification des sols (GTR).
- D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI)
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente → épaisseur diminue)

Le principe des essais de CBR sont effectués sur des échantillons compactés avec une teneur en humidité optimale, obtenus à partir de l'essai de compactage Proctor. L'expression qui définit le CBR est la suivante :

$$\text{CBR} = \frac{P}{P_s} \cdot 100$$

Où,

P = est la pression mesurée dans les sols du site [N / mm²]

P_s = est la pression pour atteindre la pénétration égale sur sol standard [N / mm²].

On mesure 3 types d'indice en fonction des buts fixés :

- **L'indice portant immédiat (IPI) :** Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux (H=0 → pas de surcharge S).
- **L'indice C.B.R immédiat :** Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneur en eau.
- **L'indice C.B.R après immersion :** Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support(ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneur en eau et soumis à des variations de régime hydrique.

Mode opératoire : (L'indice C.B.R immédiat) :

- L'essai est réalisé sans immersion dans l'eau, un poids annulaire sera placé sur l'échantillon de telle manière à simuler la surcharge qu'aura le sol.
- Placer l'ensemble < plaque de base, moule CBR, éprouvette > sur la presse en position centré par rapport au piston.
- régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurent l'enfoncement du poinçon.

Il est nécessaire de prendre note des efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de (0.5- 1- 1.5- 2- 2.5 -4- 7- 10.5 -12.5).

III.9 Compression simple non confinée : (l'EN 12390-4)

Essai de compression simple non confinée (figure 3.15) a pour but de déterminer la résistance à la compression simple R_c qui est définie comme la contrainte mesurée à la rupture.



Fig. III.16 Appareil de compression au niveau de laboratoire de recherche (université 8Mai 1945 Guelma)

Les éprouvettes sont chargées jusqu'à la rupture dans une machine pour essai de compression conforme à l'EN 12390-4. La charge maximale F de la force atteinte est enregistrée qui permet de calculer la résistance en compression non confinée R_c du sol : $R_c = F/S$ avec S est la surface de la section de l'éprouvette.

La figure 3.16 montre les éprouvettes aux différents pourcentages de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge préparées pour compression (7 et 14 jour).



Fig. III.17 Eprouvettes aux différents pourcentages de la Chaux et de la poudre du déchet de brique rouge.

III.10 Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (EN 12390-3)

L'objectif de ces essais est la détermination des paramètres de du cisaillement sol et qui sont : l'angle de frottement interne ϕ , la cohésion C et la résistance au cisaillement.

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placé dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes circulaires indépendantes. Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) constant.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontale de glissement des 2 demi- boites l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante.
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

Les équipements utilisés pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte sont illustrés sur la figure 3.17.

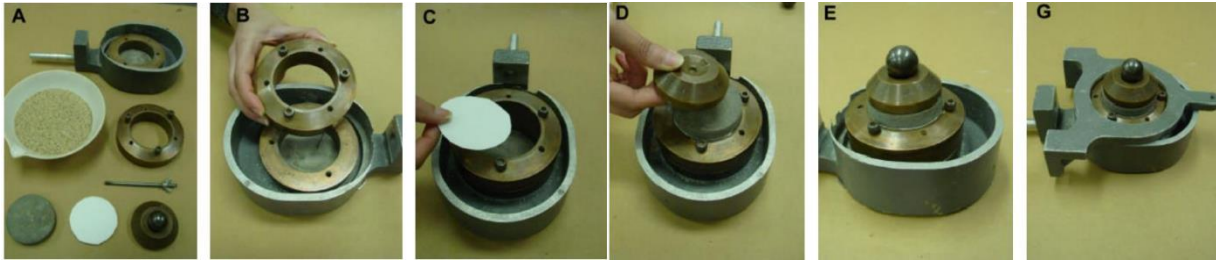


Fig. III.18 Equipements utilisés pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

Pour chaque valeur de N (effort normal) on détermine une valeur maximale de T (effort de cisaillement). On reporte le point (N, T_{max}) sur le diagramme (N, T). On peut représenter le diagramme en remplaçant N et T par $\sigma=N/S$ et $\tau=T/S$, S étant la surface de contact à la rupture.

La boîte de cisaillement est constituée d'un dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette. Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre le deux demi-boîtes. Le système de mesure des efforts, des déplacements et du temps est montre sur la figure III.18.



Fig. III.19 Essai de cisaillement rectiligne à la boîte avec les instruments de mesure.

L'échantillon de sol est mélangé avec différents pourcentages de la chaux et la poudre de brique rouge (3%, 6%, 9% et 12%), compacté dynamiquement (proctor), et placés ensuite dans des boites circulaires de 6 cm de diamètre. L'essai adopté pour le cisaillement est « non consolidé non drainé », avec une vitesse de cisaillement de 0.24 m/min, les pressions interstitielles ne se dissipent pas.

Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer la cohésion non drainée. Il est nécessaire de rappeler que les essais de cisaillement réalisés sont uniquement ceux qui ont donné le meilleur rendement dans l'essai de la compression. La figure III.19 présente la Préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.



Fig. III.20 Préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

III.11 Essai œdométrique : (P94-090-1)

L'essai de compressibilité dit aussi essai œdométrique (figure 3.20) consiste à indiquer, à l'aide d'un comparateur, les tassements de l'échantillon sous des contraintes de compression uni axiale qui lui sont appliquées à l'aide d'un piston. L'appareil œdométrique comporte :

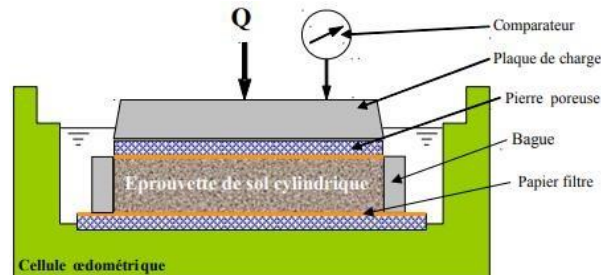


Fig. III.21 Représentation schématique d'une cellule œdométrique.

- Un bâti métallique permettant par l'intermédiaire d'un bras de levier d'appliquer au piston les pressions de consolidation successives désirées.
- Une cellule ou enceinte œdométrique de consolidation (figure III.21) : moule cylindrique rigide empêche toute déformations radiale lors des essais.



Fig. III.22 Cellule ou enceinte de consolidation.

Le but est de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol. L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre).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.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- **les courbes de consolidation**, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.
- **la courbe de compressibilité**, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée

L'appareil œdométrique est constitué généralement d'un Bâti, Cellule œdométrique, Dispositif d'application de l'effort, Système de mesure, Force verticale, Éprouvette de l'échantillon, Enceinte œdométrique, Disque drainant inférieur, Disque drainant supérieur, et Matériel complémentaire (balance, chronomètre et un dessiccateur).

Le mode opératoire de l'œdomètre consiste à

- la Préparation de l'éprouvette.
- saturation de la cellule : il est nécessaire de saturer toutes les conduites qui composent la cellule œdométrique
- mise en place de l'éprouvette : mettre l'éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l'ensemble trousses + échantillon dans le logement prévu à cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblé à la partie inférieure

Il est nécessaire de rappeler que les essais de l'œdomètre réalisés sont uniquement ceux qui ont donné le meilleur rendement dans l'essai de la compression.

III.12 Essai de Gonflement libre

L'essai de gonflement libre (figure III.22) a pour but de déterminer des caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement et gonflement d'un massif de sol.

L'essai est réalisé sous œdomètre, il consiste à mesurer les variations de hauteur de trois échantillons soumis à des charges différentes, et mis en présence d'eau. Il permet donc d'évaluer le comportement d'un sol argileux lors de son hydratation.

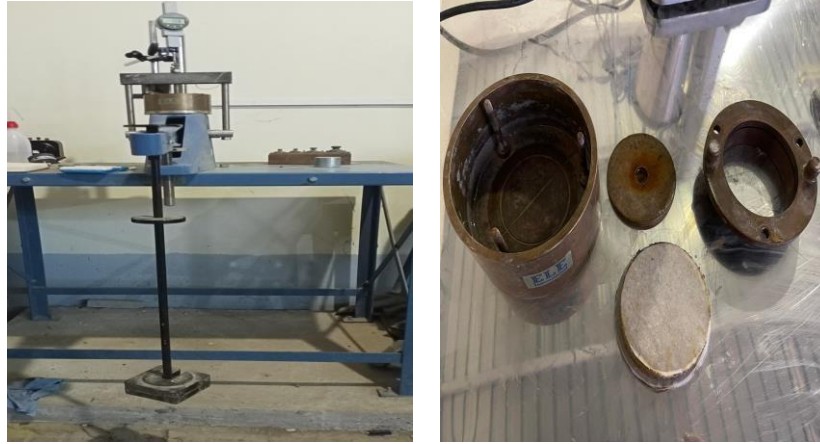


Fig. III.23 L'appareil Cénométrique pour l'essai de gonflement libre.

Le mode opératoire consiste à :

- Découper un cylindre ayant 2 fois à 4 fois la hauteur de l'éprouvette et commencer à taillée.
- Il s'agit d'obtenir une éprouvette cylindrique aux dimensions du moule non perturbée par le découpage (figure III.23).
- Mise en place de l'éprouvette, saturation de l'éprouvette.
- Chargement et déchargement de l'éprouvette.
- Calculs et résultats (graphique, détermination des paramètres).

Remarque : Il est nécessaire de rappeler que les essais de cisaillement réalisés sont uniquement ceux qui ont donné le meilleur rendement dans l'essai de la compression.

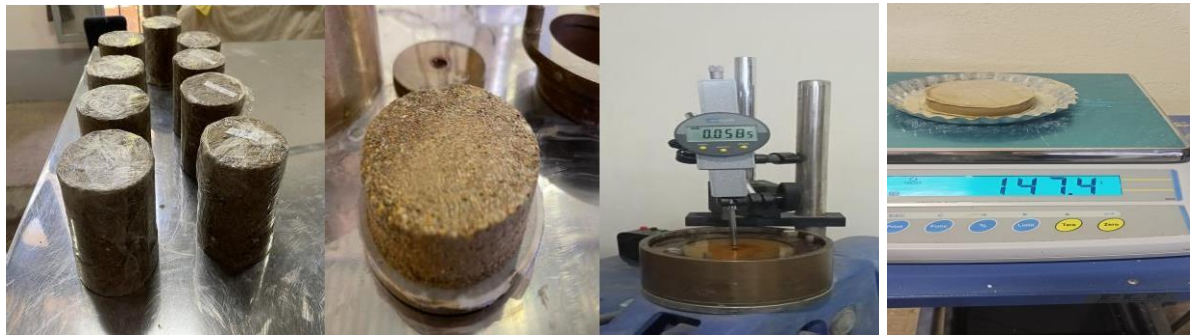


Fig. III .24 Préparation des éprouvettes pour l'essai de gonflement libre.

Chapitre. IV

Discussion et Interprétations des Résultats

IV.1 Introduction :

Cette partie est consacrée à l'étude de stabilisation du sol d'oued Fragha (la région de Guelma) par ajout de trois additifs : Chaux ; poudre du brique. Chaque additif est ajouté au sol avec différents pourcentage (3%, 6%, 9% ,12%). L'objectif de ce chapitre est donc d'interpréter et de discuter les résultats expérimentaux.

IV.2. Discussion du résultat des essais :

IV.2.1. Essai de limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont les paramètres clés pour mesurer les teneurs en eau critiques d'un sol argileux. Pour chaque pourcentage en chaux et en poudre du déchet de brique rouge (PDBR), nous avons effectué des mesures de limites d'Atterberg (limite de liquidité, limite de plasticité, et indice de plasticité).

IV.2.1. 1.Limite de plasticité

La limite de plasticité est obtenue lorsque simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm environ.

Le **Tableau IV.1** et la **Figure IV.1** présentent l'évolution de la limite de plasticité du sol étudié à différents pourcentages en chaux et en PDBR. On observe, sur la figure 4.1 que la limite de plasticité a augmentés légèrement pour les différents pourcentages en chaux et en PDBR. Cette légère augmentation de la limite de plasticité peut être expliquée par un changement significatif des propriétés du sol traité à court terme.

Tableau IV.1 Valeurs des limites de plasticités des sols traités

Aux différents pourcentages en chaux et en PDBR.

Sol	0% Chaux	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
Limite de plasticité, Wp(%)	21.86	23.76	25.26	26.34	28.89
Sol	0% PDBR	3% PDBR	6% PDBR	9% PDBR	12% PDBR
Limite de plasticité, Wp(%)	21.86	20.61	20.97	21.90	21.98

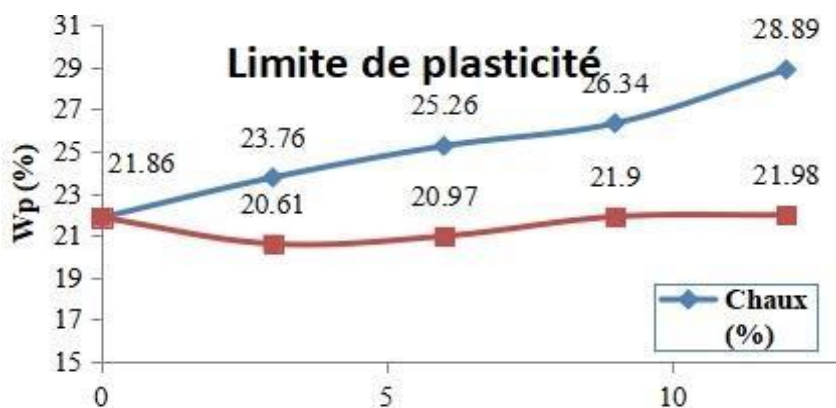


Fig.IV.1 l'évolution de la limite de plasticité du sol étudié

À différents pourcentages en chaux et en PDBR.

○ **Limite de liquidité**

➤ *Méthode de la coupelle de Casagrande*

On a utilisé la méthode de la coupelle de Casagrande pour la détermination de la limite de liquidité. Le **Tableau IV.2** et **Figure IV.2** présentent l'évolution de la limite de liquidité du sol étudié à différents pourcentages en chaux et en PDBR. On observe que la limite de liquidité diminue fortement avec la quantité de la chaux ajoutée (3%, 6%, et 9%) puis augmente pour un pourcentage de 12%, on constate également qu'il y a une diminution de la limite de liquidité avec

l'ajout de la quantité de poudre du déchet de brique rouge. La réduction de la limite de liquidité pourrait être expliquée, par la réaction de floculation à cause de la présence des cations et ions de quelques minéraux qui jouent un rôle important dans cette floculation.

Tableau IV.2 Valeurs des limites de liquidités des sols traités aux différents pourcentages en chaux et en PDRB (méthode de Casagrande).

sol	0% Chaux	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
Limite de liquidité, W_L (%)	47.1	43.35	42.33	40.76	43.19
	0% PDRB	3% PDRB	6% PDRB	9% PDRB	12% PDRB
	47.1	44.02	42.18	40.3	39.48

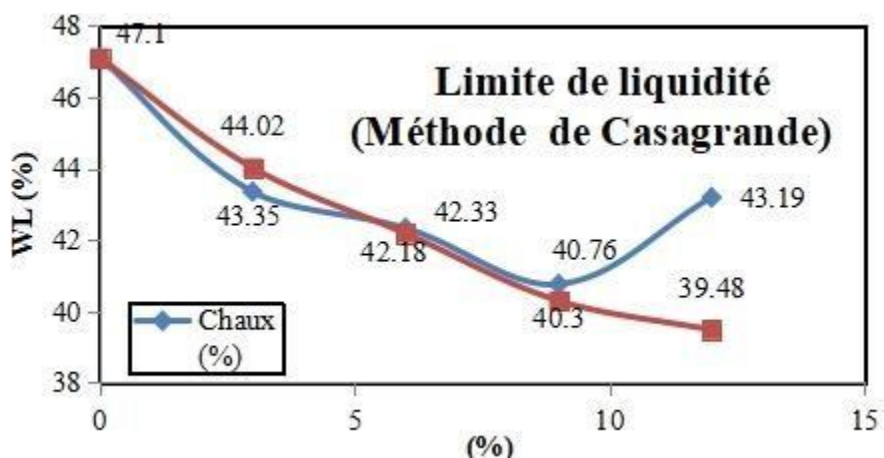


Fig.IV.2 l'évolution de la limite de liquidité du sol étudié

à différents pourcentages en chaux et en PDRB (méthode de Casagrande).

➤ **Méthode du cône de pénétration**

On a utilisé la méthode du cône de pénétration selon la norme NF P 94-052-1. La limite de liquidité (W_L) est la teneur en eau qui correspond a un enfoncement de 17 mm du cône. Le

Tableau IV.3 et **Figure IV.3** présentent l'évolution de la limite de liquidité du sol étudié à différents pourcentages en chaux et en PDBR (méthode de cône de pénétration).

On observe que la limite de liquidité diminue fortement avec la quantité de la chaux et de la PDRB ajoutée (3%) puis continue de diminuer suivant les autres pourcentages. La réduction de la limite de liquidité pourrait être expliquée, par la réaction de floculation à cause de la présence des cations et ions de quelques minéraux qui jouent un rôle important dans cette floculation, comme déjà expliqué pour la méthode de Casagrande.

Tableau IV.3 Valeurs des limites de liquidités des sols traités

aux différents pourcentages en chaux et en PDRB (méthode de cône de pénétration).

sol	0% Chaux	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
Limite de liquidité, W_L (%)	40.3	39.73	39.05	36.1	35.49
	0% PDBR	3% PDBR	6% PDBR	9% PDBR	12% PDBR
	40.3	34.5	34.49	33.65	32.025

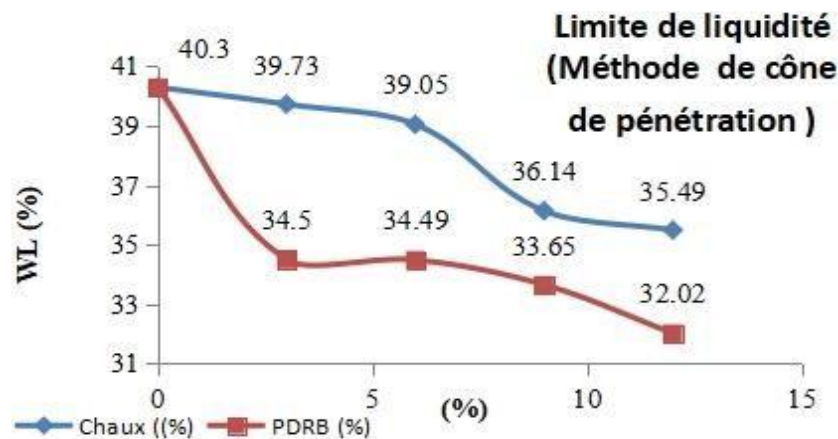


Fig. IV.3 l'évolution de la limite de liquidité du sol étudié

à différents pourcentages en chaux et en PDRB (méthode de cône de pénétration).

○ **Indice de plasticité**

Tableau IV.4 et **Figure IV.4** présentent l'évolution de l'indice de plasticité du sol étudié à différents pourcentages de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge. On observe que l'indice de plasticité I_p diminue fortement avec la quantité que soit de la chaux ou de la PDRB ajoutée puis diminue plus faiblement avant de se stabiliser pour des pourcentages plus élevés.

Tableau IV.4 Valeurs des indices de plasticités des sols traités

aux différents pourcentages en chaux et en PDRB.

sol	0% Chaux	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
Indice de plasticité, I_p (%)	25.24	19.59	17.07	14.42	14.3
sol	0% PDRB	3% PDRB	6% PDRB	9% PDRB	12% PDRB
Indice de plasticité, I_p (%)	25.24	23.41	21.21	18.4	17.50

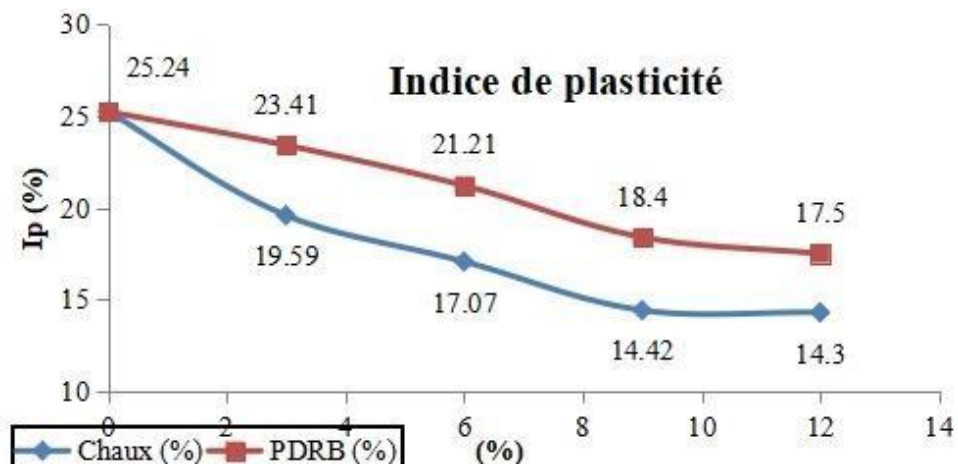


Fig. IV.4 l'évolution de l'Indice de plasticité du sol étudié à différents pourcentages en chaux et en PDRB.

La **Figure IV.5** présente l'évolution des limites d'Atterberg des sols traités aux différents pourcentages en chaux et en PDRB. On constate en général dans l'évolution des limites d'Atterberg du sol traité qu'une réduction de la plasticité (I_p) et la limite de liquidité (W_L) et augmentation de la limite de plasticité (W_p) pour les différents pourcentages en chaux et en PDRB.

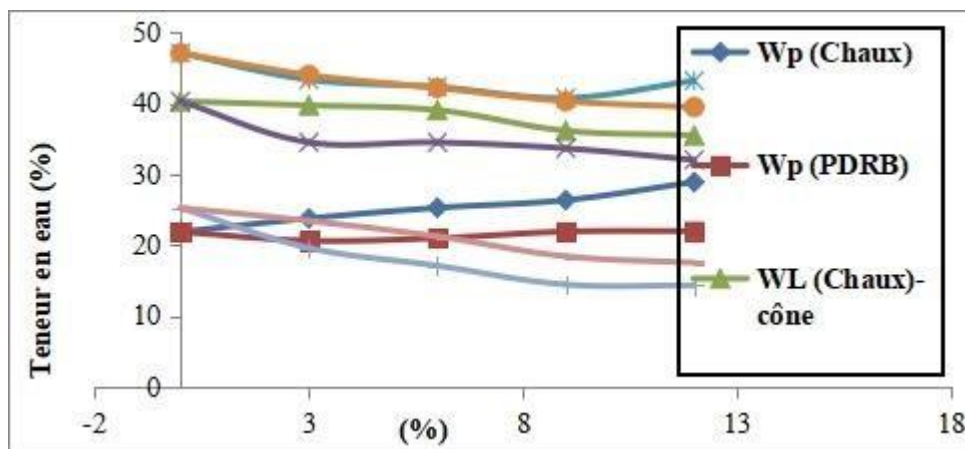


Fig. IV.5 l'évolution des limites d'Atterberg des sols traités aux différents

Pourcentages en chaux et en PDRB.

IV.2. 2.Essai au bleu de méthylène :

Cet essai (NF P 94-068) est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par absorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à la saturation. La quantité de bleu consommée (voir **Figure IV.6**) est donc une indication de la quantité d'argile.

Les résultats de l'essai au bleu de méthylène pour sol non traité et sol traité, sol+ la chaux pour les dosages (3%,6%, 9% et 12%) et le sol+ la poudre de brique rouge pour les dosages (3%,6%, 9% et 12%) ont été présentés sur le **Tableau IV.5**

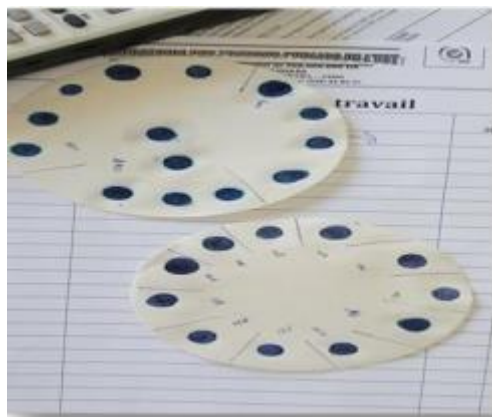


Fig. IV.6 Exemple de l'apparition du bleu de méthylène dans l'auréole.

En se basant sur le type de sol en fonction de la valeur de bleu de méthylène.



Traitement par la chaux	Sol non traité	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
VBS	6.1	6.2	6.5	6.7	7.8
Type de sol	Limoneux-argileux	Sol argileux	Sol argileux	Sol argileux	Sol argileux
Traitement par la PDBR	Sol non traité	3% PDBR	6% PDBR	9% PDBR	12% PDBR
VBS	6.1	5.33	5.9	4.13	3.83
Type de sol	Limoneux-argileux	Limoneux-argileux	Limoneux-argileux	Limoneux-argileux	Limoneux-argileux

D'après les résultats du **Tableau IV.5**, on remarque que la chaux augmente l'argilosité du sol par contre, la poudre du brique rouge diminue l'argilosité, cela influe sur la composition du mélange et le sol naturel devient plus limoneux.

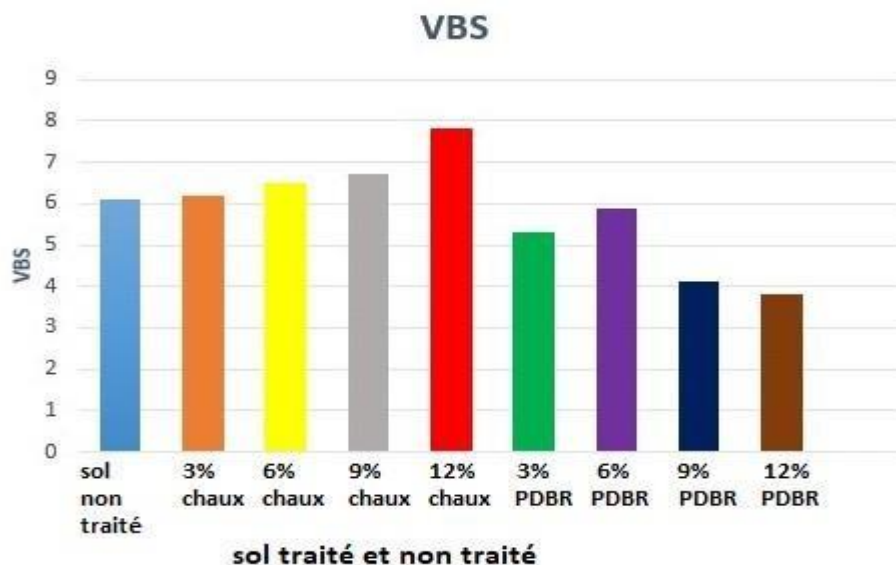


Fig. IV.7 (a): variation des VBS en fonction du sol non traité et non traité (chaux et poudre de brique)

IV.2. 3. Classification du sol étudié :

Il existe plusieurs systèmes de classification des sols. Nous citons les plus utilisés dans le monde et en France :

- ❖ **Classification du sol selon le G.T.R** (Guide des terrassements routier), Norme NF-P11 300.
 - ✓ $D_{max} = 11 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$
 - ✓ Tamisat a $80 \mu\text{m} = 0.08 \text{ mm} = 80\% > 35\%$, sol fin classe A
 - ✓ Valeur de l'indice de plasticité $25 < (I_p) = 25.24 < 40$
 - ✓ Ou la valeur de bleu de méthylène $6 < (VBS = 6.1) < 8$ sous classe **A3** Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques.

- ✓ L'indice de consistance $0.8 < I_c = 0.9 < 1$ sous classe **A3h**.

Classification U.S.C.S (Unified Soil Classification System) établie par Casa-grande :

La Classification L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) identique à la classification U.S.C.S ;

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg.

Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après (figure.). Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité. Le sol est classé selon la classification U.S.C.S est un argile peu plastique, comme le montre la figure suivante.

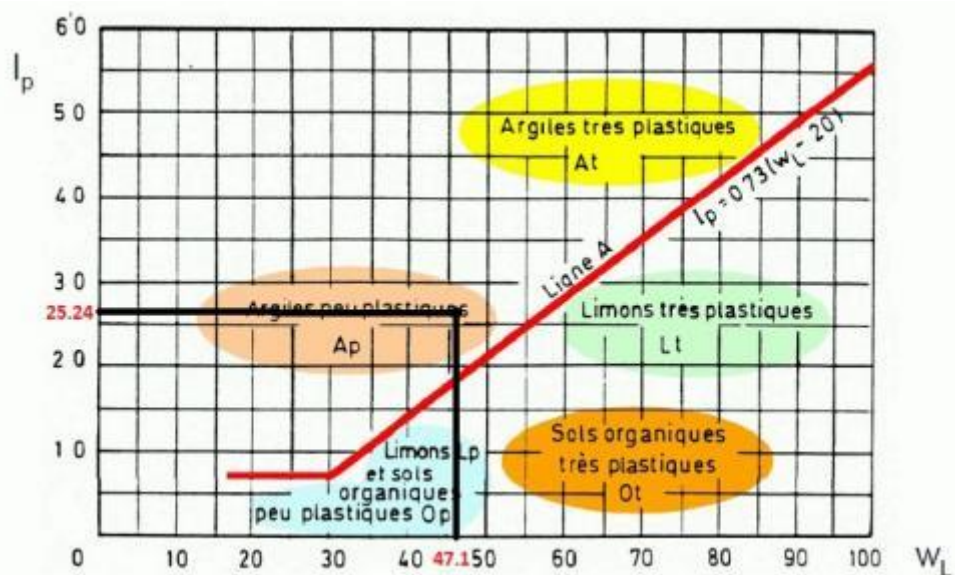


Fig. IV.7 (b) : Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C).

IV.2. 4. Essai Proctor :

L'essai est réalisé pour déterminer les caractéristiques de compactage Proctor (optimum Proctor) du sol initial et des sols traités à la chaux et au poudre du déchet de brique rouge. Le mode opératoire est conforme à la norme NF P94-093.

La **Figure IV.8** donne l'évolution des caractéristiques de compactage (densité sèche et teneur en eau) pour sol non traité et sol traité aux différents pourcentages en chaux.

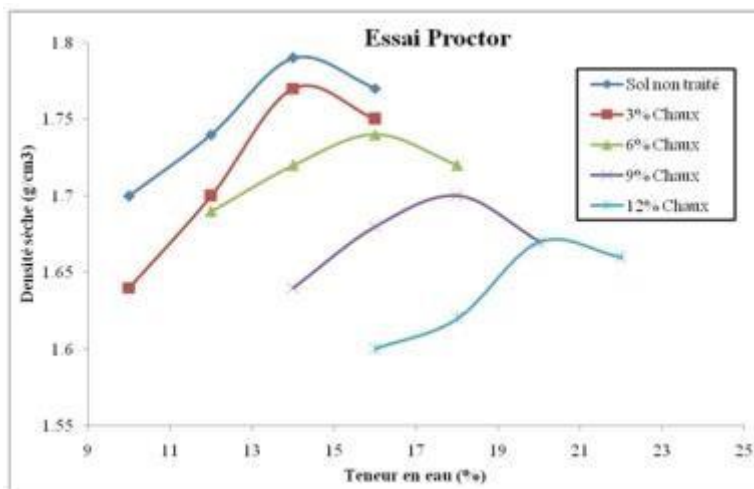


Fig. IV.8 Relation entre la densité sèche et la teneur en eau pour le sol non traité et sol traité avec différents pourcentages en chaux.

Le **Tableau IV.6** présente les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum) pour sol argileux non traité et sol traité avec différents pourcentages en chaux.

Tableau IV.6 Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages en chaux.

Echantillon	Paramètre de compactage	
	γ_{dmax} (g/cm ³)	Wopm (%)
Sol non traité	1.79	14
sol+3% chaux	1.77	14

Sol+6% chaux	1.74	16
Sol+9% chaux	1.70	18
Sol+12% chaux	1.67	20

On constate d'après les résultats présentés au **Tableau IV.2** et **Figure IV.2** que la chaux fait diminuer le poids volumique sec maximal et augmenter la teneur en eau optimale.

La **Figure IV.9** donne l'évolution des caractéristiques de compactage (densité sèche et teneur en eau) pour sol non traité et sol traité aux différents pourcentages en poudre du déchet brique rouge.

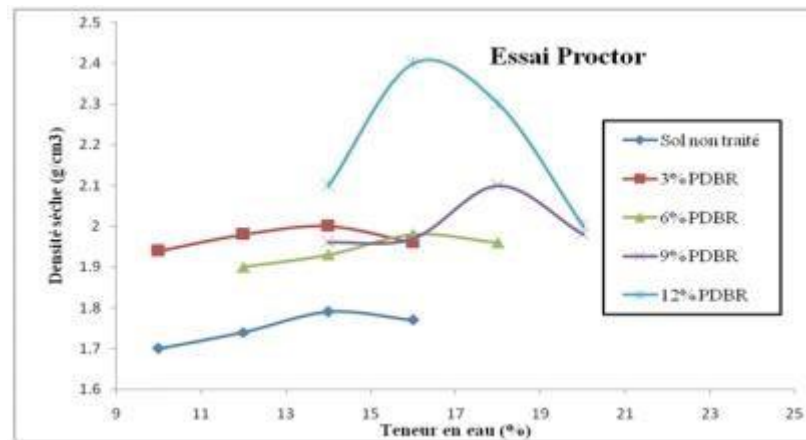


Fig. IV.9 Relation entre la densité sèche et la teneur en eau pour le sol non traité et sol traité avec différents pourcentages en PDBR.

Le **Tableau IV.7** présente les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum) pour sol argileux non traité et sol traité avec différents pourcentages en PDBR.

Le Tableau IV.7 Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages en PDBR.

Echantillon	Paramètre de compactage	
	γ_{dmax} (g/cm ³)	Wopm(%)
Sol non traité	1.79	14
sol+3% PDRB	2.00	14
Sol+6% PDRB	1.98	16
Sol+9% PDRB	2.10	18
Sol+12% PDRB	2.4	16

On constate d'après les résultats présentés aux **Tableau IV.3** et **Figure IV.3** que la poudre du déchet de brique rouge fait augmenter le poids volumique sec maximal et augmenter aussi la teneur en eau optimale, à l'exception lorsque le sol traité a 12% PDBR présente une diminution de la teneur en eau de l'optimum Proctor (16%).

Conclusion

Les résultats de la variation de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages d'additifs (chaux et PDBR) sont présentés dans la (**Figure IV.4**) En ajoutant la chaux, la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente. Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (Amoura et Maameri, 2015) et (Mellal, 2009), l'explication de ce comportement est probablement une conséquence des raisons suivantes :

La chaux entraîne l'agrégation des particules par le procédé complexe d'échange cationique aboutissant à une modification de la granulométrie du sol et provoquant par conséquent les particules du sol à occuper de plus grands espaces et faible masse volumique de chaux.

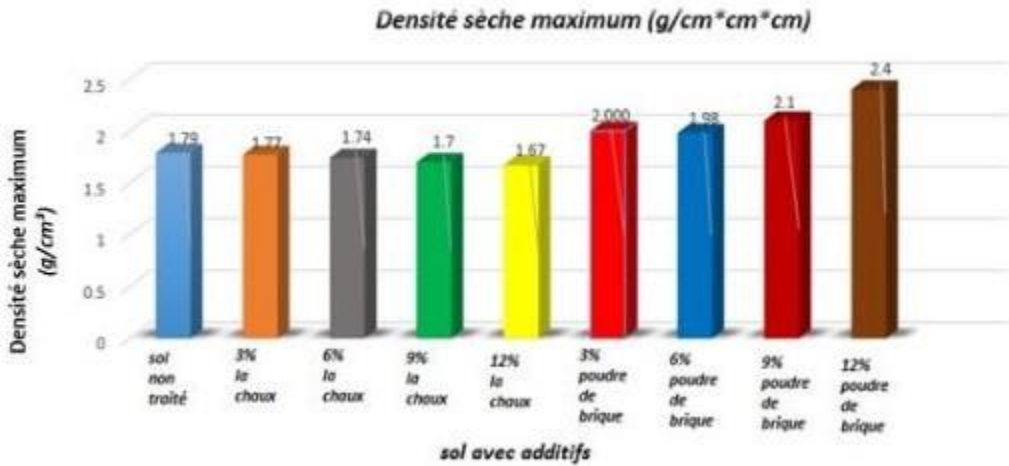


Fig. IV.10 (a) Variation de la densité sèche en fonction du pourcentage d'additifs (Chaux et PDBR).



Fig. IV.10 (b) Variation de la densité sèche en fonction du pourcentage d'additifs (Chaux et PDBR).

L'augmentation de la teneur en eau optimale est due aux réactions pozzolaniques entre les particules d'argile et la chaux dans le sol, vu que ce processus augmente l'affinité du sol à l'eau à long terme.

On peut conclure également des résultats montres ci-dessus qu'avec l'augmentation des pourcentages de PDBR, la densité maximale sèche augmente et la teneur en eau optimum augmente aussi entre 3% et 9%, mais à 12% on obtient une valeur de la teneur en eau optimum de 16%.

IV.2.5. Essai CBR :

L'essai de C.B.R est l'un des principaux essais routiers, il permet la détermination de l'indice C.B.R immédiat (C.B.R immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée. La variation de l'indice C.B.R a été étudiée en fonction de la teneur en eau optimum et les différents pourcentages de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge.

Les résultats obtenus seront représentés sous forme des tableaux et des courbes où les efforts de poinçonnement sont en fonction des enfoncements avec des différents pourcentages de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge (0%, 3%, 6%, 9%, 12%).

Sol non traité

Le **Tableau IV.8** et la **Figure IV.11** présentent les valeurs des efforts de poinçonnement en fonction des enfoncements pour le sol non traité.

Tableau IV.8 valeurs des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité.

Enfoncement (mm)	Force (KN)
0.5	0.10293847
1	0.36028465
1.5	0.92644623
2	1.31246549
2.5	1.59554629
4	2.26464634
5	2.62493099
7	3.16535795
10	3.62858107
12.5	3.91166186

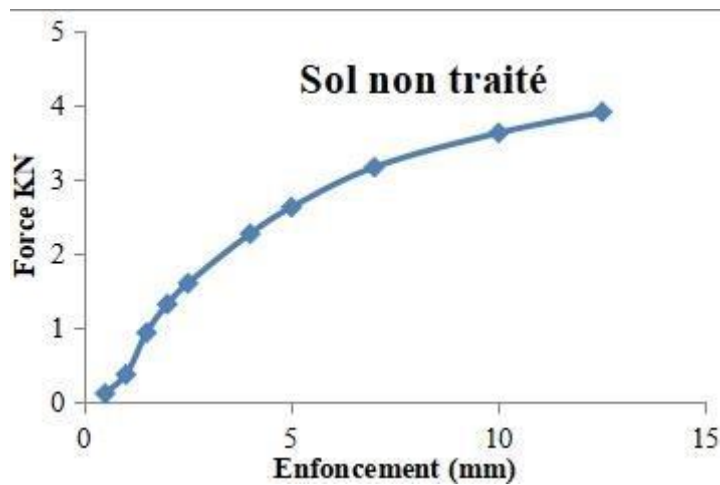


Fig. IV.11 Variations des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité.

La Figure IV.12 présente les valeurs des efforts de poinçonnement en fonction des enfoncements pour le sol non traité et sol traité avec des différents pourcentages (3%, 6%, 9%, 12%) en chaux.

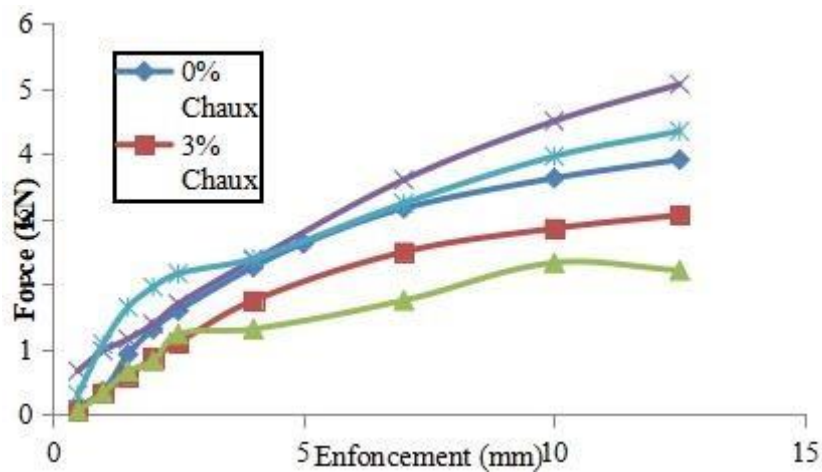


Fig. IV.12 Variations des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité et Sol traité avec des différents pourcentages (3%, 6%, 9%, 12%) de la chaux.

La Figure IV.12 présente les valeurs des efforts de poinçonnement en fonction des enfoncements pour le sol non traité et sol traité avec des différents pourcentages (3%, 6%, 9%, 12%) en poudre du déchet de brique rouge (PDBR).

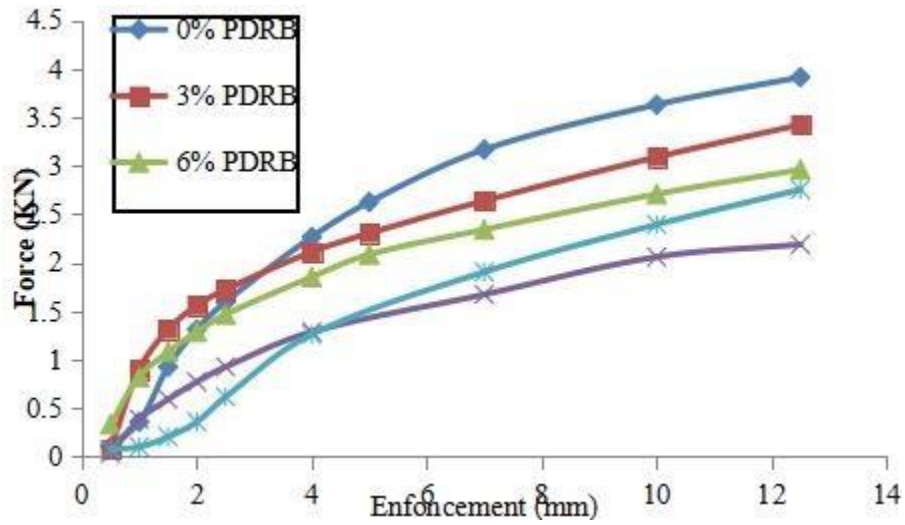


Fig. IV.12 Variations des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité et Sol traité avec des différents pourcentages (3%, 6%, 9%, 12%) de la PDBR.

Le **Tableau IV.9** et la **Figure IV.13** présentent valeurs de l'indice CBR en fonction du pourcentage d'additifs.

Tableau IV.9 Valeurs de l'indice CBR en fonction du pourcentage d'additifs.

Pourcentage	0% Chaux	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
2.5 mm	11.95	8.29	9.25	12.72	16.19
5 mm	13.17	10.33	7.36	14.2	13.42
Indice CBR	13.17	10.33	9.25	14.2	16.19
Pourcentage	0% PDBR	3% PDBR	6% PDBR	9% PDBR	12% PDBR
2.5 mm	11.95	12.91	10.98	6.94	4.63
5 mm	13.17	11.55	10.45	7.23	7.62
Indice CBR	13.17	12.91	10.98	7.23	7.62

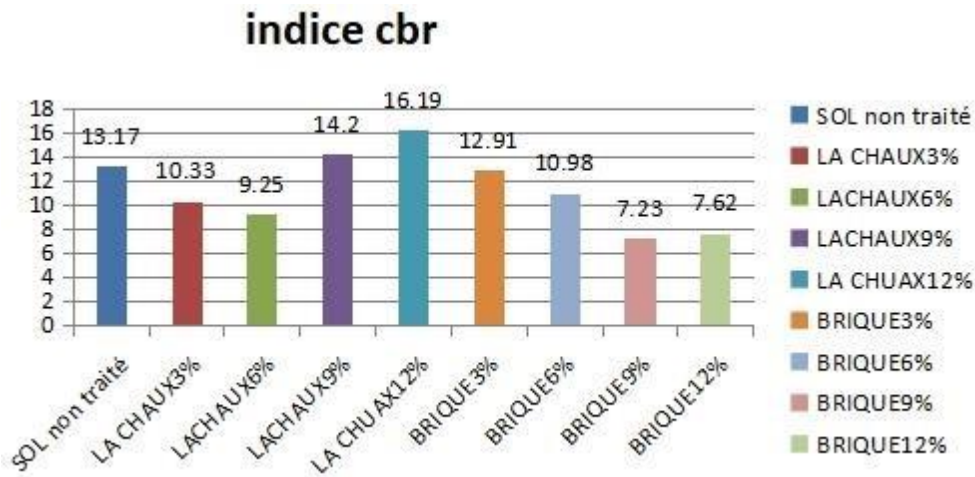


Fig. IV.13 Histogramme des Valeurs de l'indice CBR en fonction du pourcentage d'additifs.

Un ajout de 12% de chaux aboutit à une augmentation significative de plus de 16.19 de son indice CBR, en comparaison au sol non traité, qui est de 13.17, par contre, un ajout de 6% de chaux donne une valeur minimale de l'indice de CBR de 9.25.

On constate aussi que le traitement du sol à 3% de PDBR donne une valeur de l'indice de CBR proche de la valeur de l'indice CBR du sol non traité, en plus, on observe qu'à partir de 6% de PDBR l'indice CBR diminue et que la courbe devient plus plate avec le traitement de 9% et 12% PDBR.

IV.2.6. Essai de compression simple non confinée :

La résistance à la compression a été déterminée à l'aide d'une presse hydraulique avec une vitesse de chargement de 1 mm/min. L'essai consiste à mesurer la résistance à la compression des éprouvettes de forme cylindrique (diamètre 10.15 cm et hauteur 11.7 cm) et avec les caractéristiques optimales qui ont été obtenues par le compactage Proctor conservées en 7 et 14 jours et traitées avec des pourcentages de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge (PDBR), 3%, 6%, 9%, et 12%. Les éprouvettes traitées sont soumises à une compression entre deux plateaux jusqu'à la rupture (**Figure IV.14**).



Fig. IV.14 Préparation et rupture des éprouvettes traitées sous la compression simple La résistance à la compression simple notée R_C (la contrainte maximale) est déterminée selon la formule

suivante :

$$R_c = \frac{F}{S} \quad \text{avec} \quad S = \frac{\pi D^2}{4}$$

F : La charge maximale appliquée au cours de l'essai (en KN)

D : diamètre de l'éprouvette mesurée avant essai (en m).

Le **Tableau IV.10** présente les valeurs de la résistance en compression simple des sols traités aux différents pourcentages de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge au cours de 7 jours après le compactage à l'optimum

Tableau IV.10 Variation de la résistance à la compression après 7 jours.

Traitement par la chaux	0% Chaux	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
R_c (kN/m ²)	228.76	336.34	341.28	316.55	348.70
Traitement par la PDBR	0% PDBR	3% PDBR	6% PDBR	9% PDBR	12% PDBR
R_c (kN/m ²)	228.76	250.77	160.75	108.19	169.40

La **Figure IV.15** montre l'amélioration significative de la contrainte à la rupture en fonction de l'addition de la chaux à 7 jours. On constate que l'apport de la chaux avec le sol argileux le rend plus résistant à la compression puisqu'on remarque que plus on augmente le pourcentage la chaux dans le mélange et plus on obtient une résistance un peu plus grande.

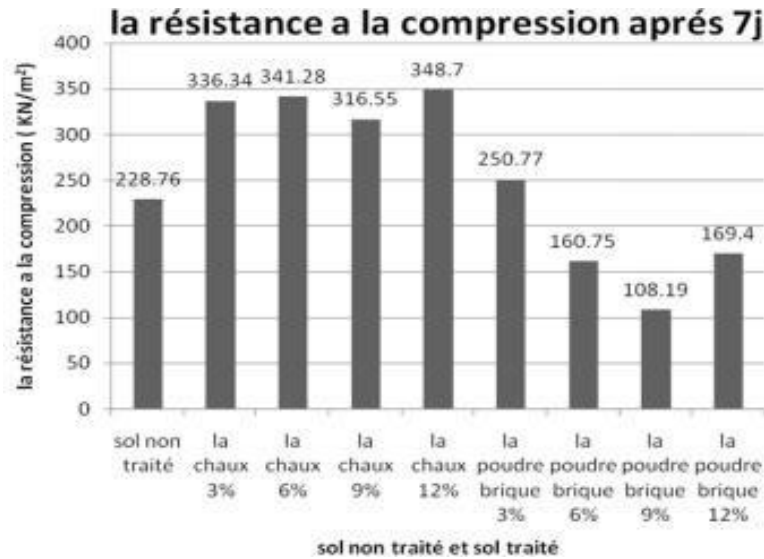


Fig. IV.15 Histogrammes de la résistance de compression des sols
En fonction des pourcentages en chaux et PDBR à 7 jours.

On constate aussi que l'apport de la PDBR avec le sol argileux le rend moins résistant à la compression puisqu'on remarque que plus on augmente le pourcentage de la PDBR dans le mélange et plus on obtient une résistance un peu plus faible.

Le Tableau IV.11 et la **Figure IV.16** présentent les valeurs de la résistance en compression simple des sols traités aux différents pourcentages de la chaux et de la poudre du déchet de brique rouge au cours de 14 jours après le compactage à l'optimum.

Tableau IV.11 Variation de la résistance à la compression après 14 jours.

Traitement par la chaux	0% Chaux	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
R_c (kN/m ²)	340.05	579.94	830.96	668.97	612.09

Traitement par la PDBR	0% PDBR	3% PDBR	6% PDBR	9% PDBR	12% PDBR
Rc (kN/m ²)	340.05	252.25	210.21	211.45	216.39

On peut dire que la résistance à la compression a été nettement améliorée avec l'ajout de 6% en chaux avec une valeur maximale de 830.96 kN/m². On observe que l'apport de la PDBR avec le sol argileux après 14 jours le rend moins résistant à la compression et que plus on augmente le pourcentage de la PDBR dans le mélange et plus on obtient une résistance plus faible en comparaison avec le sol non traité.

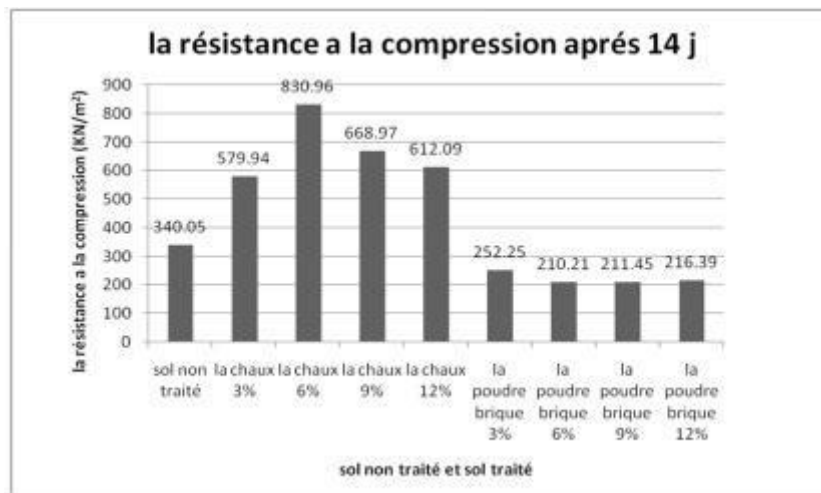


Fig. IV.16. Histogrammes de la résistance de compression des sols
En fonction des pourcentages en chaux et PDBR à 14 jours.

On peut conclure que l'augmentation et la diminution de la résistance à la compression simple est due au changement de structure et de la minéralogie à court terme du mélange.

IV.2.7. Essai a la boite de cisaillement

Dans cette étude, l'essai de la boite de cisaillement a été réalisé afin de déterminer l'évolution de l'angle de frottement et de la cohésion du sol avant et après le traitement. En raison du manque de temps, le type d'essai de cisaillement non-consolidé et non-drainé (UU) a été proposé. Les éprouvettes ont été préparées et conservées dans les mêmes conditions que celles de l'essai de compression simple (après 7 et 14 jours).

Les contraintes normales utilisées pour mener cet essai sont : 1 bar, 2 bars, et 3 bars, on détermine les contraintes de cisaillement correspondantes à la rupture : τ_1 , τ_2 , et τ_3 La courbe intrinsèque est obtenue dans le diagramme de Mohr à partir des coordonnées $(\sigma_i$ et $\tau_i)$. Généralement, dans le domaine des contraintes $\sigma_i \leq 300\text{kPa}$ (3 bars). Cette courbe est une droite définie par la pente ϕ appelé angle de frottement et son ordonnée à l'origine C : appelée cohésion.

Les **Figures IV.17** et **IV.18** présentent les courbes de cisaillement et les courbes intrinsèques pour sol non traité (après 7 et 14 jours).

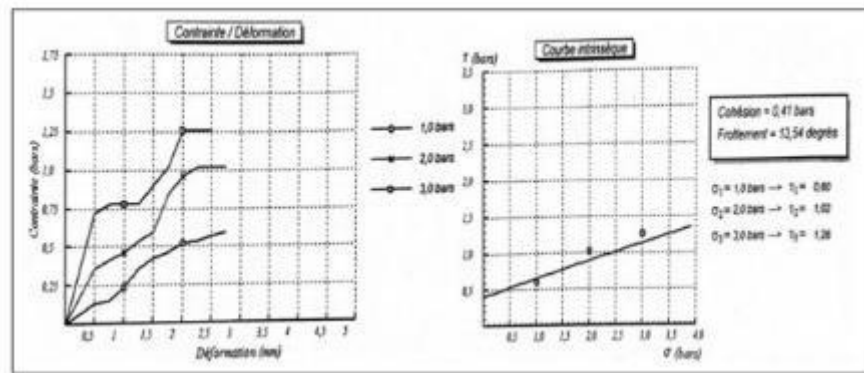


Fig. IV.17 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour *sol non traité* (7jours).

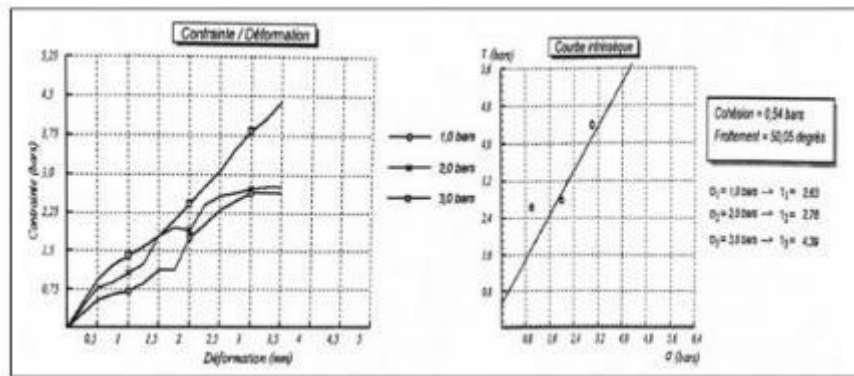


Fig. IV.18 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour *sol non traité* (14 jours).

Les paramètres de cisaillement pour sol non traité à 7 et 14 jours sont présentés au (**tableau IV.12**)

Tableau IV.12 les paramètres de cisailment pour sol non traité (7et 14 jours).

Sol	Paramètres	Cohésion (Bar)	Angle de frottement, ϕ (°)
Sol non traité (7 jours)		0.30	13.54
Sol non traité (14 jours)		0.35	17.50

On constate que la cohésion et l'angle de frottement du sol non traité à 14jours augmente en comparaison avec 7 jours.

Les **Figures IV.19** et **IV.20** présentent les courbes de cisailment et les courbes intrinsèques pour sol traité à 3% chaux (après 7 et 14 jours).

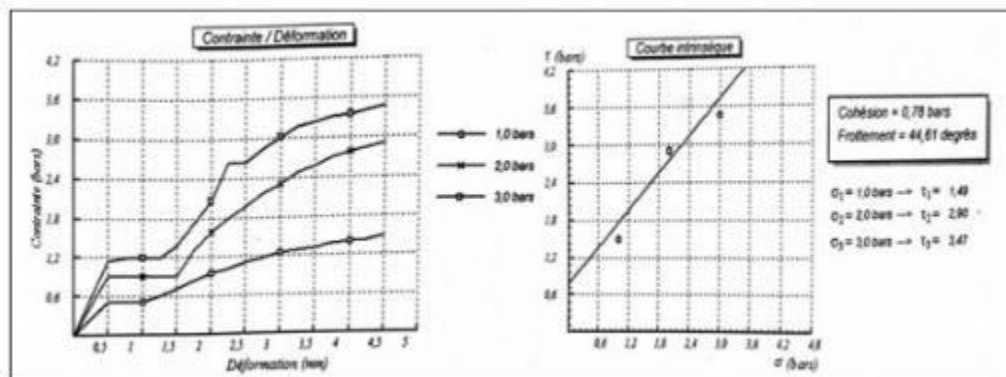


Fig. IV.19 Courbe de cisailment et courbe intrinsèque pour *sol traité* à 3% chaux (7 jours).

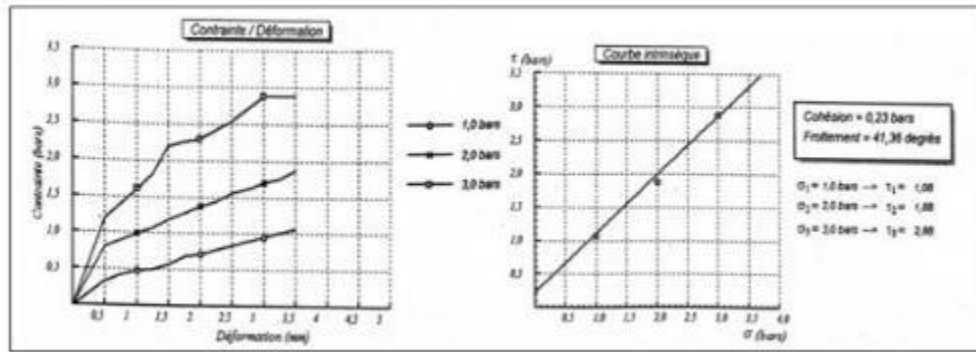


Fig. IV.20 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour *sol traité* à 3% chaux (14 jours).

D’après les résultats du **Tableau IV.13**, on observe que lorsque le sol est traité à la chaux pendant 7 jours, les valeurs des paramètres de cisaillement : il y a une augmentation aux valeurs de l'angle de frottement avec l'augmentation des pourcentages de la chaux. Un ajout de 3% et 6% de chaux aboutit à une augmentation de la cohésion, et lorsque les pourcentages de chaux sont augmentés (9% et 12%), les valeurs de la cohésion commencent à diminuer.

Tableau IV.13 les paramètres de cisaillement pour (3% ,6%, 9% et 12%) de la chaux dans 7 jours.

Sol	Paramètres	Cohésion (Bar)	Angle de frottement, ϕ ($^{\circ}$)
Sol non traité		0.16	13.54
Sol + 3% chaux		0.20	14.61
Sol + 6% chaux		0.18	15.31
Sol + 9% chaux		0.17	16.2
Sol + 12% chaux		0.14	19.07

D’après les résultats du tableau **IV.14**, on observe que lorsque le sol est traité à la chaux pendant 14 jours, les valeurs des paramètres de cisaillement peuvent être change significativement par la

chaux, surtout la cohésion diminue à 3% chaux et ensuite augmente rapidement aux valeurs supérieures pour les pourcentages de 9% et 12% chaux. On constate des anomalies dans les valeurs de l'angle de frottement qui sont plus élevée en comparaison avec le type de sol.

Tableau IV.14 les paramètres de cisaillement pour (3% ,6%, 9% et 12%) de la chaux dans 14 jours.

Sol	Paramètres	Cohésion (Bar)	Angle de frottement, ϕ (°)
Sol non traité		0.25	17.50
Sol + 3% chaux		0.23	21.36
Sol + 6% chaux		0.28	23.01
Sol + 9% chaux		0.27	25.28
Sol + 12% chaux		0.29	28.63

Les Figures IV.21 et IV.22 présentent les courbes de cisaillement et les courbes intrinsèques pour sol traité à 3% PDBR (après 7 et 14 jours).

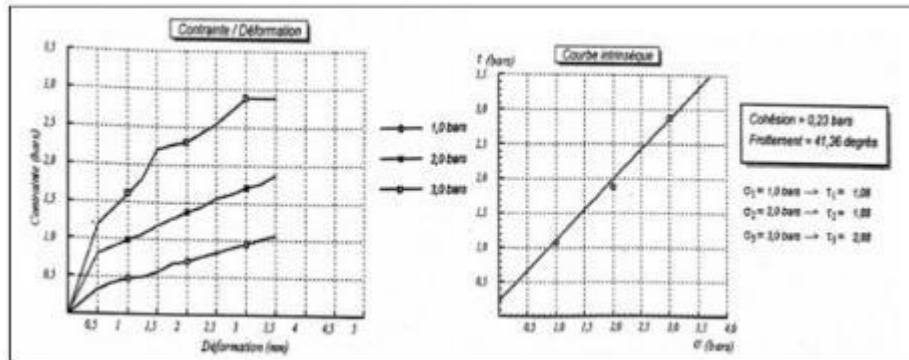


Fig. IV.21 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour *sol traité* à 3% PDBR (7 jours).

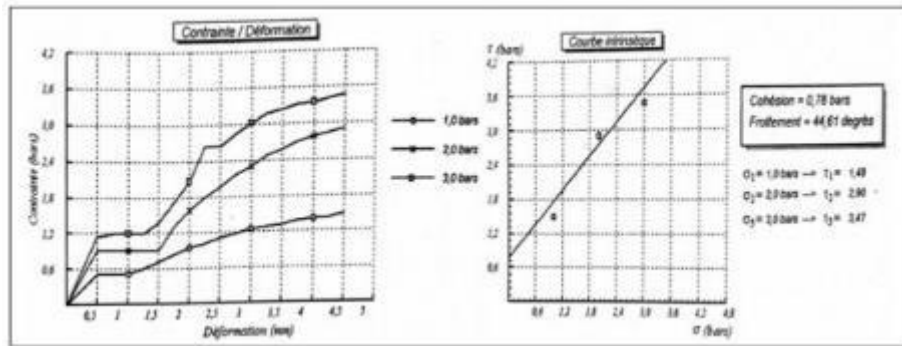


Fig. IV.22 Courbe de cisaillement et courbe intrinsèque pour *sol traité* à 3% PDBR (14 jours).

D'après les résultats du tableau 4.15, on observe que lorsque le sol est traité à la PDBR pendant 7 jours, les valeurs des paramètres de cisaillement : il y a une augmentation aux valeurs de l'angle de frottement avec l'augmentation des pourcentages de la PDBR (3% et 6%), ensuite il y a une diminution remarquable de l'angle de frottement pour les pourcentages de PDBR (9% et 12%). L'augmentation des pourcentages de la PDBR aboutit à une augmentation de la cohésion.

Tableau IV.15 les paramètres de cisaillement pour (3% ,6%, 9% et 12%) de la PDBR (7 jours).

Sol	Paramètres	Cohésion (Bar)	Angle de frottement, ϕ (°)
Sol non traité		0.16	13.54
Sol + 3% PDBR		0.19	26.52
Sol + 6% PDBR		0.22	26.24
Sol + 9% PDBR		0.25	20.85
Sol + 12% PDBR		0.29	18.81

D'après les résultats du **Tableau IV.16**, on observe que lorsque le sol est traité à la PDBR pendant 14 jours, les valeurs des paramètres de cisaillement peuvent être changées

significativement par la PDBR, un ajout de 3% de PDRB aboutit à une augmentation significative de la cohésion, ensuite il y a une diminution des valeurs de la cohésion avec l'augmentation des pourcentages de la PDBR. On constate que l'angle de frottement augmente à 3% de PDBR et ensuite diminue pour les pourcentages de 6%, 9% et 12% PDBR. On constate des anomalies dans les valeurs de l'angle de frottement et la cohésion qui sont plus élevée en comparaison avec le type de sol.

Tableau IV.16 les paramètres de cisaillement pour (3% ,6%, 9% et 12%) de la PDBR (14 jours).

Sol	Paramètres	Cohésion (Bar)	Angle de frottement, ϕ (°)
Sol non traité		0.25	17.50
Sol + 3% PDBR		0.35	24.01
Sol + 6% PDBR		0.28	22.29
Sol + 9% PDBR		0.25	21.75
Sol + 12% PDBR		0.22	10.18

Conclusion

En résumé, l'ajout des pourcentages de la chaux et de la PDBR aboutissent a une augmentation de la cohésion en comparaison avec le sol non traite après 7 jours (voir **Figure IV.23**).

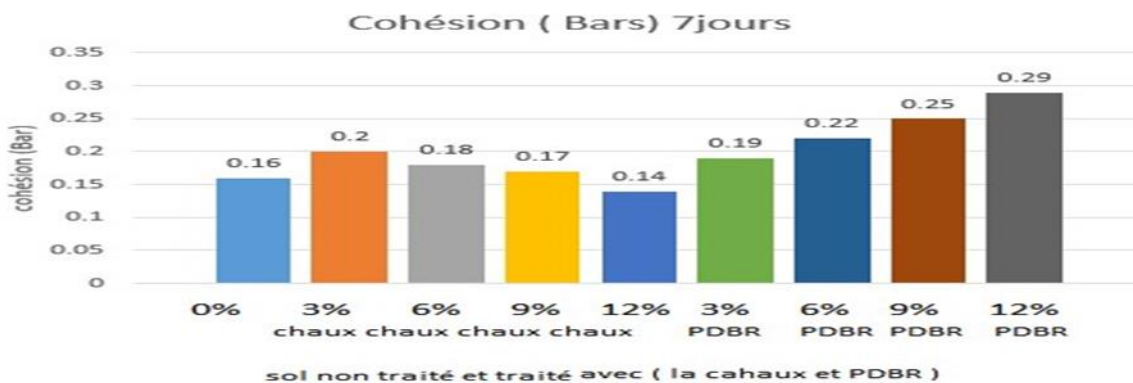


Fig. IV.23 Variation de la cohésion en fonction du pourcentage d’additifs pour (7jours).

De plus, on a bien observé que l'ajout des pourcentages de la PDBR donne des valeurs de la cohésion plus élevées en comparaison avec les valeurs données par la chaux. On constate également que les valeurs des cohésions à 14 jours augmentent avec l'ajout des pourcentages de la chaux et de la PDBR. On remarque une seule anomalie dans le cas de l'ajout de 3% de chaux, on trouve la valeur obtenue de la cohésion est inférieure à la valeur donnée par le sol non traité (voir **Figure IV.24**).

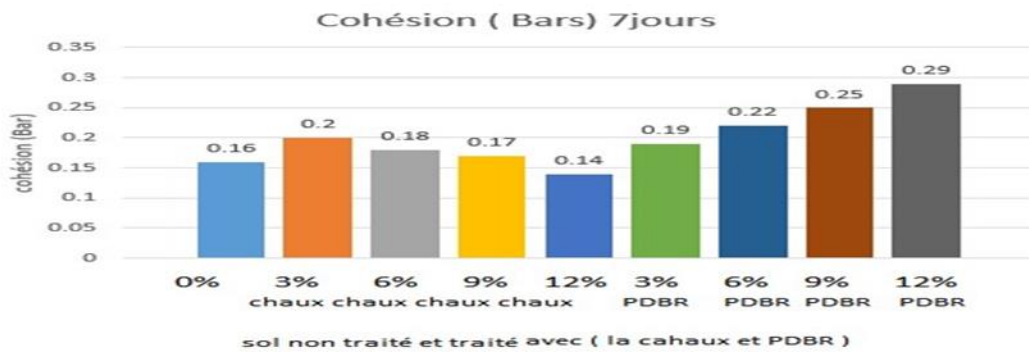


Fig. IV.24 Variation de la cohésion en fonction du pourcentage d'additifs pour (14 jours).

L'ajout des pourcentages de la chaux et de la PDBR après 14 jours aboutissent à une augmentation de l'angle de frottement en comparaison avec le sol non traité à l'exception du sol traité par 12% de PDBR donne des valeurs inférieures aux valeurs trouvées par le sol non traité (voir **Figure IV.25**).

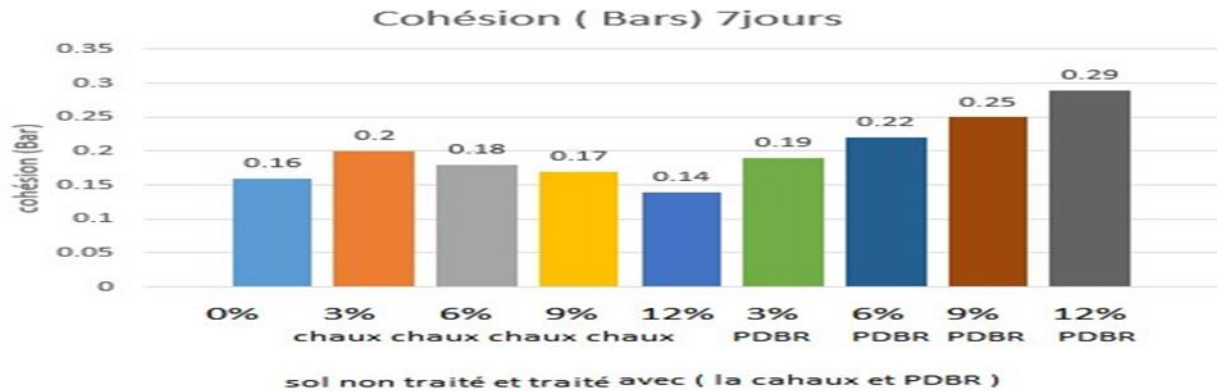


Fig. IV.25 Variation de l'angle de frottement en fonction du pourcentage d'additifs pour (14jours).

IV.2.8. Gonflement libre :

Le gonflement libre pose plus de problèmes au niveau expérimental car il faut être capable de mesurer la déformation d'un échantillon sans le perturber et sans le soumettre à un chargement mécanique important.

Une éprouvette est insérée dans une cellule œdométrique classique, puis soumise à la charge du piston et enfin saturée. Ses déformations verticales sont mesurées, la déformation maximale rapportée à la hauteur initiale est le potentiel de gonflement. L'éprouvette est ensuite chargée de manière progressive. La pression verticale nécessaire pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale est la pression de gonflement.

Le gonflement libre pose plus de problèmes au niveau expérimental car il faut être capable de mesurer la déformation d'un échantillon sans le perturber et sans le soumettre à un chargement mécanique important.

Méthode de gonflement libre

Le potentiel de gonflement (ϵ_g) d'un élément de sol est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

$$\varepsilon_g = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0}$$

V_0 : volume initial de l'échantillon,

H_0 : hauteur initiale de l'échantillon

Sol non traité

ΔH : 1.61mm h_0 : 20mm

$$\varepsilon_{g=h_0} = \frac{\Delta H}{h_0} * 100 = \frac{1.61}{20} * 100 = 8.05\%$$

La pression de gonflement P est calculée comme suit :

La masse = 50kg

$$F = mg = 50 * 9.81 = 0.4905 \text{ KN}$$

$$\text{La section } A = \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) = \left(\frac{3.14 \times 0.075^2}{4} \right) = 0.0044156 \text{ m}^2$$

$A = 0.00441 \text{ m}^2$ et $h_0 = 20 \text{ mm}$

$$\text{La pression } P = \frac{F}{A} = \frac{0.4905}{0.0044156} = 111.08 \text{ KN/m}^2$$

Le **Tableau IV.17** présente les valeurs du potentiel de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement P en fonction du pourcentage d'additifs.

Tableau IV.17 Valeurs du potentiel de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement en fonction du pourcentage d'additifs.

<i>Traitement par la chaux</i>	Sol non traité	3% Chaux	6% Chaux	9% Chaux	12% Chaux
ϵ_g (%)	8.05	12%	5.55%	7.8	11.16%
P(KN/m²)	111.08	89.77	23.03	34.1770	53.7643
<i>Traitement par la PDBR</i>	Sol non traité	3% PDBR	6% PDBR	9% PDBR	12% PDBR
ϵ_g (%)	8.05	6.85	5.45	11.95	8.5
P(KN/m²)	111.08	22.21	25.24	45.24	-



Fig. IV.26 Variation du gonflement libre avec les pourcentages de la chaux(%).

IV .2.9.Essai de l'œdomètre :

Le but de l'essai de compressibilité à l'œdomètre (**Figure IV.28**) est d'identifier les paramètres de sol étudié. Il s'effectue sur une éprouvette de matériaux placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif appliqué sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. L'œdomètre consiste à une cellule ou enceinte œdométrique (**Figure IV.29**)

de consolidation : moule cylindrique rigide empêche toute déformations radiale lors des essais.

La charge est appliquée par paliers maintenus successivement croissants et décroissant suivant un programme défini. Les variations de la hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. Influence du pourcentage d'additifs sur les paramètres de consolidation du sol :

Les résultats de l'essai œdométrique pour l'argile traitée à différents % d'additifs sont représentés sur le **Tableau IV.18**

Il est nécessaire de rappeler que les essais de l'œdomètre réalisés sont uniquement ceux qui ont donné le meilleur rendement dans l'essai de la compression.



Fig. IV.28. Représentation de la machine œdométrique de laboratoire de LNHC à GUELMA.



Fig.IV.29 Cellule de consolidation

Pour chaque palier, lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon sont effectuées à l'aide d'un capteur électronique connecté directement à l'ordinateur.

Tableau IV.18. Influence du pourcentage de déchet de brique et la chaux sur l'essai Œdométrique.

Paramètres Sols	C _c (%)	P _c (bars)	C _g (%)
Sol non traité	28.24%	0.74	6.15%
Sol + la chaux 3%	12.96%	1.16	1.16%
sol +la chaux 6%	20.60%	1.17	0.83%
Sol+PDB 3%	14.95%	1.28	2.66%
Sol+PDB 6%	21.59%	1.14	1.99%

C_c : Indice de compression

C_g : Indice de gonflement

P_c : Contrainte de pré-consolidation

Les essais œdométriques sont réalisés dans les conditions de l'optimum (les teneurs en eau de Proctor Normal) et des pourcentages des additifs (la chaux et la poudre du déchet de brique rouge).

Les éprouvettes soumises aux essais effectués pour chaque pourcentage de la chaux et de la poudre du brique rouge (0%, 3%, et 6%)

On constate d'après le **Tableau IV.18.** Que pour le sol non traité, on trouve que l'indice de compressibilité atteint 0.2824 et l'indice de gonflement atteint 0.0615.

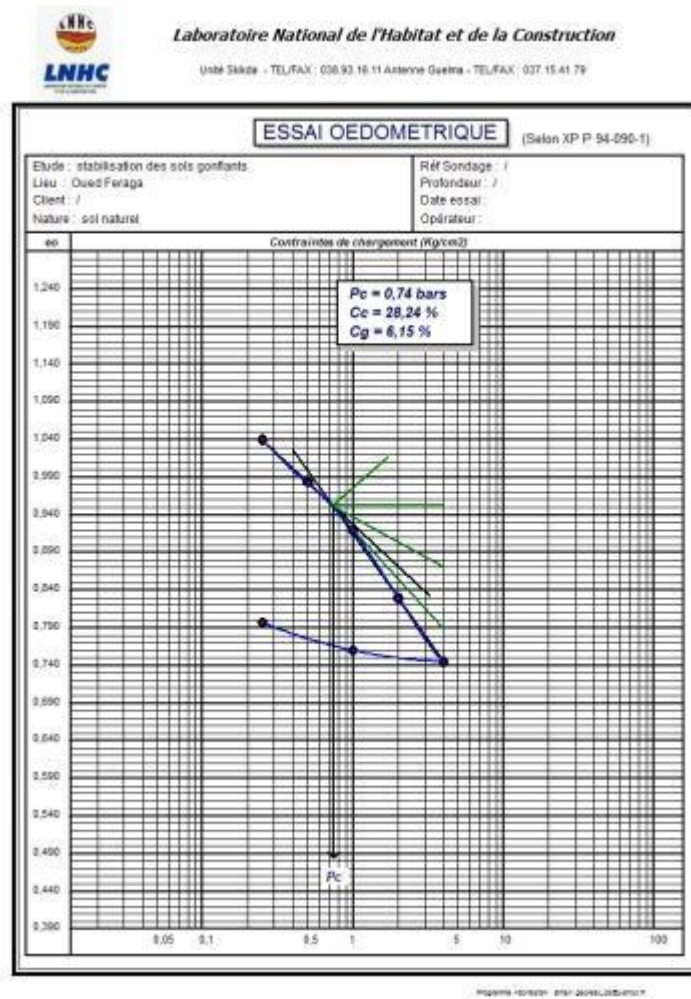


Figure IV.30. Courbe œdométrique sol naturel (sol non traité).

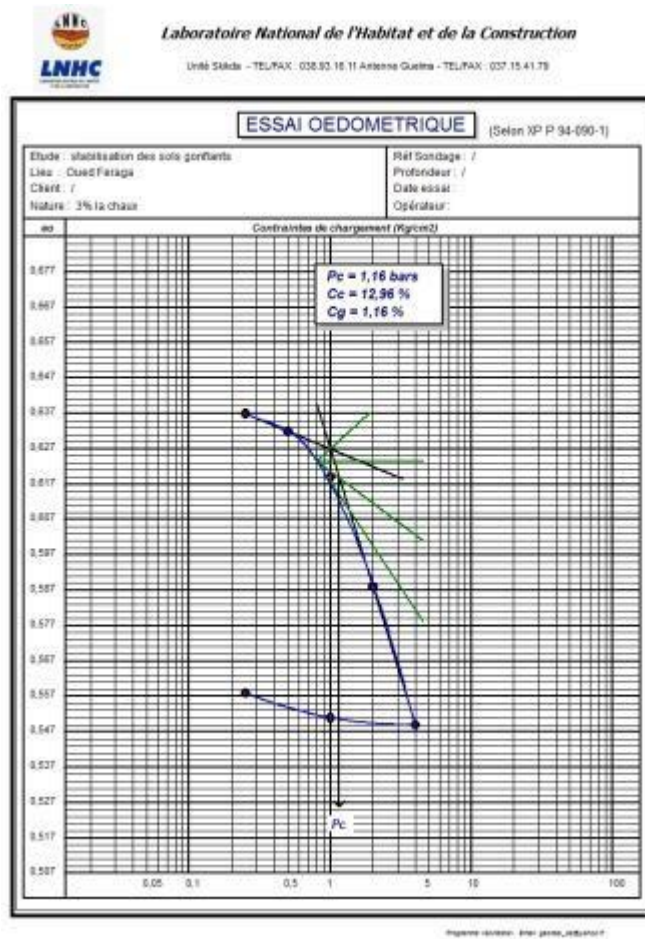


Figure IV.31. Courbe œdométrique sol naturelle+3% la chaux

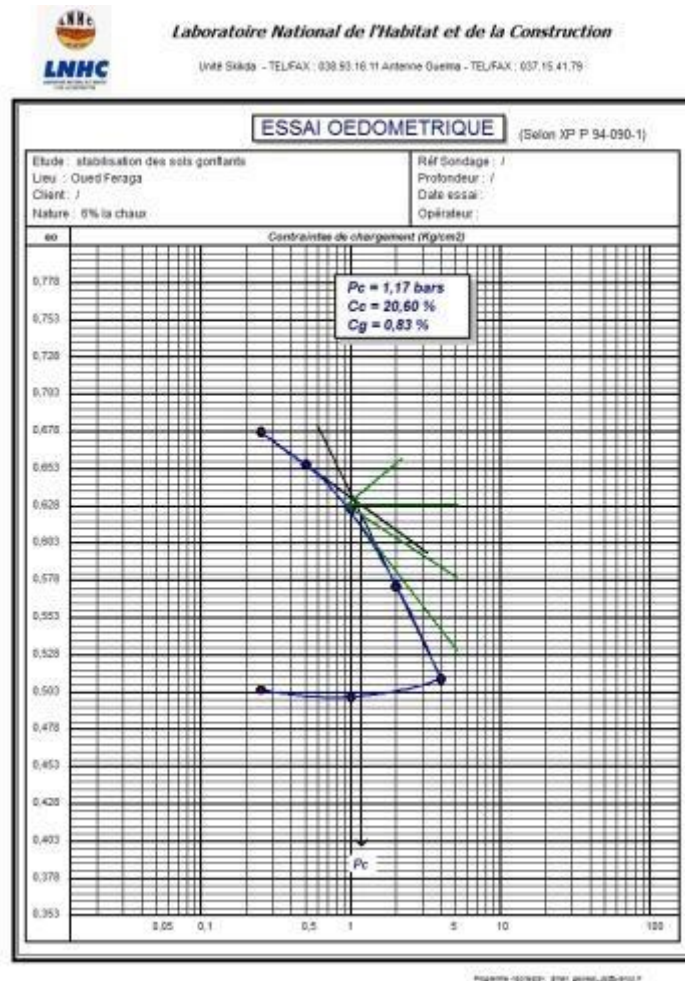


Figure IV.32. Courbe œdométrique sol naturelle+6% la chaux

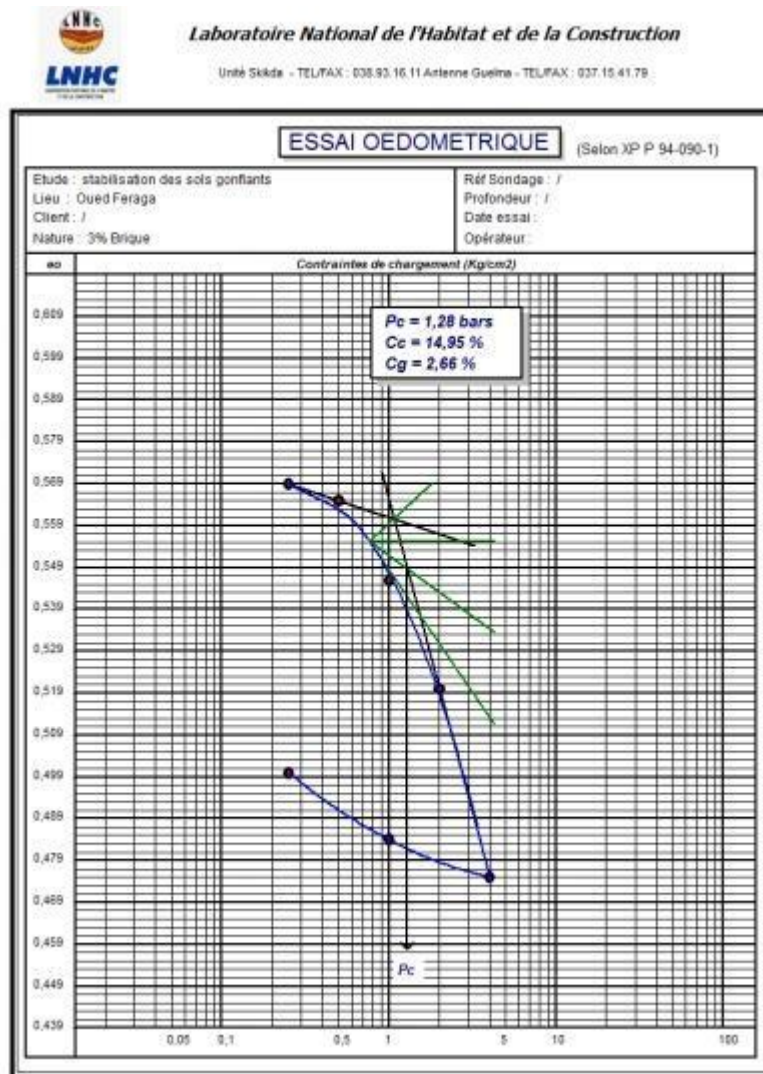


Figure IV.33. Courbe œdométrique sol naturelle+3% PDB

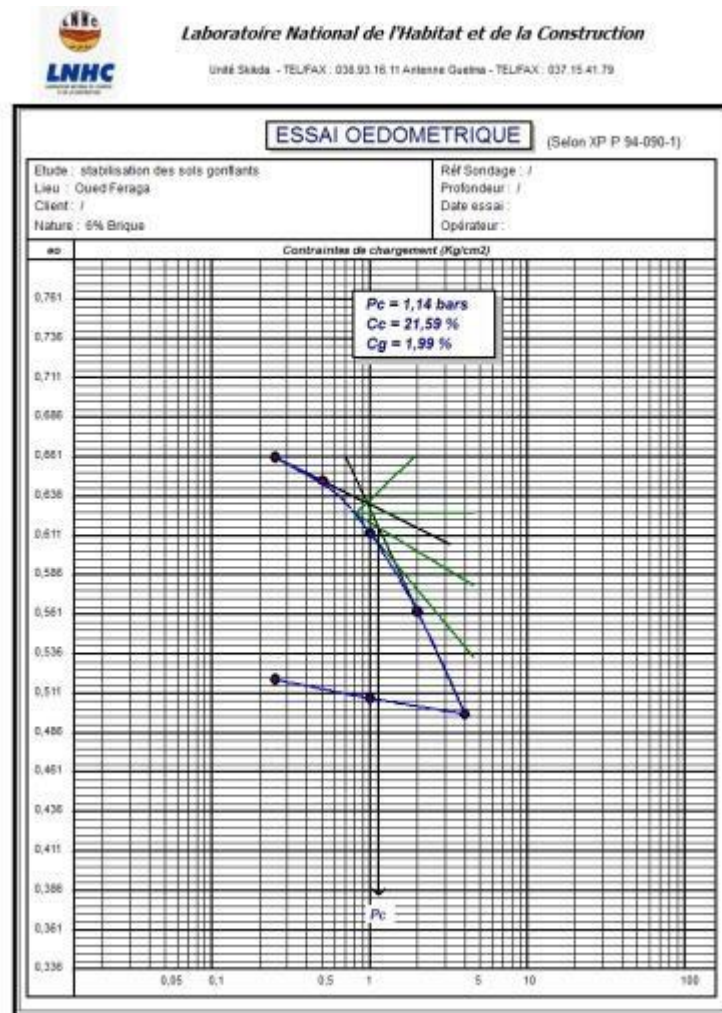


Figure IV.34. Courbe œdométrique sol naturelle+6% PDB

La classification selon l'indice de compressibilité :

Tableau. IV.19. Classification de sol selon l'indice de compressibilité (selon Terzaghi).

Indice de compressibilité, C_c	Classe de sol
$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c < 0.500$	Sol extrêmement compressible

Tableau IV.20. Classification du sol selon l'indice de gonflement (d'après Sanglerat).

C_g	Nature du sol
0.04-0.25	Gonflant
0.02-0.04	Peu gonflant

Interprétation :

D'après le **Tableau IV.19** de la classification du sol selon l'indice de compressibilité, on peut déduire que le sol non traité, $C_c = 0.2824$:

$0.200 < C_c = 0.2824 < 0.300$, donc le sol est assez fortement compressible.

D'après le **Tableau IV.20** de la classification du sol selon l'indice de gonflement, on peut déduire que le sol non traité, $C_g = 0.0615$, donc le sol non traité est gonflant :

- *Traitement par la chaux*

Sol traité avec 3% de la chaux, $C_c = 0.1296$, donc le sol traité à 3% de la chaux est classé comme Sol moyennement compressible.

Sol traité avec 6% de la chaux, $C_c = 0.2060$, donc le sol traité à 6% de la chaux est classé presque comme Sol moyennement compressible.

D'après le **Tableau IV.20** le sol traité avec 3% de la chaux, $C_g = 0.016$, donc le sol traité à 3% de la chaux est classé comme Sol non gonflant.

Sol traité avec 6% de la chaux, $C_g = 0.0083$, donc le sol traité à 6% de la chaux est classé est comme Sol non gonflant.

- *Traitement par la poudre du brique rouge*

Sol traité avec 3% de la PDBR, $C_c = 0.1495$, donc le sol traité à 3% de la PDBR est classé comme Sol moyennement compressible.

Sol traité avec 6% de la PDBR, $C_c = 0.2159$, donc le sol traité à 6% de la PDBR est classé comme un Sol assez fortement compressible.

D'après le **Tableau IV.20** le sol traité avec 3% de la PDBR, $C_g = 0.0266$, donc le sol traité à 3% de la PDBR est classé comme Sol peu gonflant.

Chapitre. IV Discussion et interprétations des résultats

D'après les courbes œdométriques, on remarque qu'une addition de 6% de déchets de brique donne la plus grande valeur du coefficient de gonflement (21.59%).

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Le traitement des sols argileux a été étudié par un grand nombre de chercheurs pour avoir des solutions qui minimisent le phénomène de gonflement (argiles gonflantes) ou le phénomène d'effondrement brusque (sols affaissables). Le choix des techniques de traitement les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que : les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

L'étude présentée dans ce travail a pour objectif d'évaluer l'efficacité du traitement à la chaux et au poudre du déchet de brique rouge pour un type de sol argileux de la région de Oued Fragha, Guelma.

Sur la base des résultats obtenus dans cette étude et à la lumière des interprétations de ces résultats nous ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- L'analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie a permis de classer notre sol dans le groupe A_{3h}, sol argileux dans la norme NF P11-300.
- On observe que la limite de liquidité diminue fortement avec la quantité de la chaux ajoutée (3%, 6%, et 9%) puis augmente pour un pourcentage de 12% on constate également qu'il y a une diminution de la limite de liquidité avec l'ajout de la quantité de poudre du déchet de brique rouge. la limite de plasticité a augmentés légèrement pour les différents pourcentages en chaux et en PDBR. l'indice de plasticité I_p diminue fortement avec la quantité que soit de la chaux ou de la PDBR ajoutée puis diminue plus faiblement avant de se stabiliser pour des pourcentages plus élevés.
- Lors de l'ajout de nouveaux matériaux au sol naturel, tels que la chaux et la poudre de brique rouge, la nature du sol commence à changer.
- La chaux réduit la densité sèche et augmente la teneur en eau, d'autre part la poudre de brique rouge augmente la densité et la teneur en eau mais jusqu'à un certain point (à 12%) lorsque de grandes quantités de poudre de brique sont ajoutées, les valeurs de densité et de teneur en eau commencent à diminuer.
- l'ajout des pourcentages de la chaux et de la PDBR aboutissent a une augmentation de la cohésion en comparaison avec le sol non traité après 7 et 14 jours.

- L'ajout de la chaux avec le sol argileux augmente la résistance à la compression et que plus on augmente le pourcentage de la chaux dans le mélange, plus on obtient une résistance un peu plus grande.
- La résistance à la compression a été nettement améliorée avec l'ajout de 6% en chaux avec une valeur maximale de 830.96 kN/m². On observe aussi que l'ajout de 3% PDBR augmente les valeurs de la résistance à la compression en comparaison avec le sol non traité après 7 et 14 jours mais pour les autres pourcentages on peut dire que plus on augmente le pourcentage de la PDBR dans le mélange et plus on obtient une résistance plus faible en comparaison avec le sol non traité.

Le traitement des sols gonflants par l'ajout des pourcentages de la poudre de déchet de brique rouge peut résoudre partiellement le phénomène de gonflement des sols et cela peut être la solution pour stabiliser ces types de sols pour des raisons économiques, environnementaux et techniques. Mais nous ne pouvons pas être certains qu'en procédant à de nombreux essais pour confirmer leur utilisation en pratique.

Perspectives

Perspectives :

À la lumière des conclusions formulées tout au long de ce mémoire permettent la suggestion de quelques points de vue et axes de recherche suivants :

- Validation des résultats expérimentaux obtenus par une simulation numérique.
- Détermination du potentiel de gonflement et de la pression de gonflement en fonction des pourcentages d'autres additifs.
- Trouvez les meilleurs matériaux (additifs) moins coûteux et qui peuvent contribuer à la réduction du phénomène de gonflement des sols.
- Réfléchir aux modalités pratiques de mise en œuvre sur le site, afin d'assurer la continuité entre la recherche menée dans les laboratoires et ses réalisations sur le site.
- Faire plusieurs expériences non réalisées par manque du temps comme : l'essai triaxial et l'essai de perméabilité.

Référence Bibliographiques

Références

- [1] : AISSAOUI. F (2010) ETUDE DU PHENOMENE DE GONFLEMENT D'UN SOL ARGILEUX. Mémoire de magister. Université des sciences et de la technologie HOUARI BOUMEDIENE (Page 3).
- [2] : AISSAOUI. F (2010) ETUDE DU PHENOMENE DE GONFLEMENT D'UN SOL ARGILEUX. Mémoire de magister. Université des sciences et de la technologie HOUARI BOUMEDIENE Résumé.
- [3] : (juin2016)thèse doctorat : L'ARGILE, SON UTILISATION A L'OFFICINE (juin2016) (page 11).
- [4] : université ABOUBAKER BEL KAID TLEMCEN, thèse doctorat stabilisation des sols gonflants 2014 (page5).
- [5] : Article de la céramique bloguée 30 janvier 2020(Page1).
- [6] : Techno-science.net, Argile-Définition et explication(page1).
- [7] : Wikipédia (juillet 2021), l'encyclopédie libre, Article sur l'argile.
- [8] : BEGHOU. H, HAMAIZIA. K. (2020). ADSORPTION DE CUIVRE EN MILIEU AQUEUX PAR LE KAOLIN DD. Mémoire de master. Université ELARBI BEN M'HIDI (OUM EL BOUAGHI) (Page 11,12 et 13).
- [9] : BEGHOU. H, HAMAIZIA. K. (2020). ADSORPTION DE CUIVRE EN MILIEU AQUEUX PAR LE KAOLIN DD. Mémoire de master. Université ELARBI BEN M'HIDI (OUM EL BOUAGHI) (Page 15).
- [10] : BELABBACI.Z (2014). STABILISATION DES SOLS GONFLANTS. Thèse doctorat. Université ABOUBAKR BELKAID TLEMCEN. (Page8).
- [11] : AISSAOUI. F (2010) ETUDE DU PHENOMENE DE GONFLEMENT D'UN SOL ARGILEUX. Mémoire de magister. Université des sciences et de la technologie HOUARI BOUMEDIENE (page11).
- [12] : université ABOUBAKER BEL KAID TLEMCEN, thèse doctorat stabilisation des sols gonflants 2014
- [13] : BEGHOU. H, HAMAIZIA. K. (2020). ADSORPTION DE CUIVRE EN MILIEU AQUEUX PAR LE KAOLIN DD. Mémoire de master. Université ELARBI BEN M'HIDI (OUM EL BOUAGHI) (page 17).
- [14] : AISSAOUI. F (2010) ETUDE DU PHENOMENE DE GONFLEMENT D'UN SOL ARGILEUX. Mémoire de magister. Université des sciences et de la technologie HOUARI BOUMEDIENE (Page 22).
- [15] : géo-risque article le phénomène de retrait- gonflement des sols argileux
- [16] : NOWAMOOZ. H. (2007). RETRAIT/GONFLEMANT DES SOLS ARGILEUX COMPACTES ET NATURELS. Thèse de doctorat ECOLE NATIONALE SEPERIEUR DE GEOLOGIE (page6).

- [17] : NOWAMOOZ.H (2007). RETRAIT/GONFLEMANT DES SOLS ARGILEUX COMPACTES ET NATURELS. Thèse de doctorat ECOLE NATIONALE SEPERIEUR DE GEOLOGIE (page8).
- [18] : SAADI .M.K.(2014) . Stabilisation des sols gonflants avec la chaux . Mémoire de master .UNIVERSITE LARBI BEN M’HIDI (OUM ELBOUAGHI) (page13).
- [19] : NOWAMOOZ.H (2007). RETRAIT/GONFLEMANT DES SOLS ARGILEUX COMPACTES ET NATURELS. Thèse de doctorat ECOLE NATIONALE SEPERIEUR DE GEOLOGIE (page14).
- [20] : SAADI .M.K.(2014) . Stabilisation des sols gonflants avec la chaux . Mémoire de master .UNIVERSITE LARBI BEN M’HIDI (OUM ELBOUAGHI) (page15).
- [21] : géo-risque article le phénomène de retrait- gonflement des sols argileux (page 1)
- [22] : géo-risque article le phénomène de retrait- gonflement des sols argileux(page2)
- [23] DJAALALI. Ch. HAOUAM .Ch. (2021) .Étude expérimentale de stabilisation des sols argileux avec la poudre de coquille d’œuf .mémoire de master académique université de Tbessa. Page 60
- [24] BENAÏSSA.M (2011) Etude expérimentale sur la stabilisation des sols gonflants de la région de Mostaganem et de Relizane mémoire de MAGISTER université de Mostaganem page 48
- [25] BOUSSAKRA.S, MANSOUR.M (2021) caractéristique d’une argile expansive traitée au ciment mâtine et forment compacté mémoire de master académique université de M’SILA page 61
- [26] DJAALALI.Ch. HAOUAM.Ch.(2021) .Étude expérimentale de stabilisation des sols argileux avec la poudre de coquille d’œuf .mémoire de master académique université de Tbessa .page 60
- [27] BOUSSAKRA S. MANSOUR M (2021) THEME Caractérisation d’une argile expansive traitée au ciment Mâtine et fortement compactée mémoire master académique université M’sila.page 61
- [28] GHEDDACHE.H(2012) Stabilisation des sols a la chaux et a chaud Master 2 Académique université de Tizi-Ouzou.page 24
- [29] BELABBACI.Z (2014) stabilisation des sols gonflants these de doctorat LMD université Telemcen. page 61
- [30] GHERGUI.S et LAALA.OU (2021) etude de effets du temps de cure sur le comportement d’une argile expansive traitée au ciment matine fortement compactée thème de masteracadémique .université M’sila page 47
- [31] BELABBACI.Z (2014) stabilisation des sols gonflants these de doctorat LMD université Telemcen. page 61
- [32] M’HAMDIA.SAOUDI.F (2020) Caractérisation d’une argile expansive traitée par différents types de ciment et reconstituée à forte énergie de compactage université M’sila page 33

- [33] M'HAMDI.A.SAOUDI.F (2020) Caractérisation d'une argile expansive traitée par différents types de ciment et reconstituée à forte énergie de compactage université M'sila page 34
- [34] BELABBACI.Z (2014) stabilisation des sols gonflants thèse de doctorat LMD université Telemcen.page 62
- [35] GHEDDACHE.H (2012) Stabilisation des sols a la chaux et a chaud Master2 Académique université de Tizi-Ouzou Algérie page 30
- [36] GEDDACHE .H (2012) Stabilisation des sols a la chaux et a chaud Master2 Académique université de Tizi-Ouzou page 32
- [37] BENAÏSSA.M (2011) Etude expérimentale sur la stabilisation des sols gonflants de larégion de Mostaganem et de Relizane mémoire de magister université de Mostaganem page57
- [38] M'HAMDI.A.SAOUDI.F.(2020).Caractérisation d'une argile expansive traitée par différents types de ciment et reconstituée à forte énergie de compactage université M'sila page 36
- [39] BOUTOUCHE.S.(2018).stabilisation d'un sol argileux par traitement a la chaux et au ciment cas du site lotissement Mokadam.master académique .université Tizi-ouzo page 26
- [40] BEN YOUNES.F ET BOUZIDI.R (2021) Amélioration des propriétés géotechniques d'une argile par l'ajout des fibres de polypropylène master académique. Université M'sila page 23
- [41] BOUTOUCHE.S (2018).stabilisation d'un sol argileux par traitement a la chaux et au ciment cas du site lotissement Mokadam.Master académique .université Tizi-ouzo page 28
- [42] BEN YOUNES.F ET BOUZIDI.R. (2021).Amélioration des propriétés géotechniques d'une argile par l'ajout des fibres de polypropylène master académique .université M'sila page 23
- [43] BOUTOUCHE.S (2018).stabilisation d'un sol argileux par traitement a la chaux et au ciment cas du site lotissement Mokadam.master académique .université Tizi-Ouzou page 28
- [44] BOUTOUCHE.S (2018).stabilisation d'un sol argileux par traitement a la chaux et au ciment cas du site lotissement Mokadam.master académique .université Tizi-Ouzou page 32
- [45] Chen. F.H. (1988). Foundations on expansive soils. Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 54, Elsevier Publishing Co. Amsterdam, 464 pages.
- [46] Fecih. H. (2021). Stabilisation des sols problématiques à l' aide d' additifs (poudre de marbre calcinée et déchets des pneus). Mémoire de Master, Université 08 Mai 1945, Guelma, Algérie.
- [48] NIGRI. G. (2018). Nouvelle élaboration d'un liant hydraulique. Thèse de doctorat, Université 08 Mai 1945, Guelma, Algérie.
- [49] TRAN. V. D. (2013). Étude de l'amélioration des sols par traitement à la chaux. Master en Ingénieur Civil des Constructions. Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées.