

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef



Faculté de Génie Civil et d'Architecture

(Département de Génie Civil)

Thèse

En vue de l'obtention du

Diplôme de **Doctorat LMD**

Filière : **Génie civil**

Spécialité : **Génie Parasismique et Géoenvironnement**

Présentée par :

Mr: GOUFI Abd Elmalik

***Comportement mécanique et hydraulique à l'appareil triaxial dynamique
des sols fins argileux améliorés par l'ajout du sable de dunes***

Soutenue le 30/06/2022 devant les membres de jury :

LAMRI Belkacem

Professeur à l'Université de Chlef

Président

ARAB Ahmed

Professeur à l'Université de Chlef

Examinateur

RAHMOUNI Zine El Abidine

Professeur à l'Université de M'Sila

Examinateur

MEDDAH Abdelaziz

MCA à l'Université de M'Sila

Examinateur

HARICHANE Zamila

Professeur à l'Université de Chlef

Rapporteur

KENAI Said

Professeur à l'Université de Blida 1

Invité

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

- A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse: mon adorable mère.
- A mes chères sœurs, mes frères et ma fiancée qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leur offre la chance et le bonheur.
- A tous les voisins et les amis que j'ai connus jusqu'à maintenant.

Remerciements

Le travail présenté dans cette thèse n'aurait pas été achevé sans l'aide de nombreuses personnes. Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail.

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde et sincère gratitude à mes directeurs de thèse, à savoir le regretté défunt **Dr Khelifa HARICHANE**, Professeur à l'Université de Chlef. Bien qu'il ne soit pas parmi nous aujourd'hui, ses idéaux et ses principes perdureront et resteront la lumière qui nous guidera. Nous venons de Dieu et nous retournerons à Lui. Je remercie aussi **Dr Zamila HARICHANE**, Professeur à l'Université de Chlef, pour ses conseils constructifs, sa confiance et ses encouragements au cours de mes études de doctorat. J'ai appris d'elle comment effectuer un travail de recherches, penser de manière logique, présenter et interpréter des résultats et rédiger un article.

Je remercie également, **Dr GHRICI Mohamed**, Professeur et directeur du laboratoire de Géomatériaux à l'université de Chlef, pour son soutien permanent et sa disponibilité, ses directives et ses conseils précieux. Je n'oublie pas de remercier **Dr EZZIANE Karim**, Professeur et Vice doyen chargé de la post graduation de la faculté de Génie Civil et d'Architecture à l'Université de Chlef, pour m'avoir soutenu tout au long de ma formation doctorale.

Je voudrais remercier **Dr LAMRI Belkacem**, Professeur à l'Université de Chlef, qui m'a fait l'honneur de présider le jury d'examen de la présente thèse. J'adresse également mes vifs remerciements et l'expression de toute ma gratitude aux **Dr Ahmed ARAB**, Professeur à l'Université de Chlef, **Dr RAHMOUNI Zine El Abidine**, Professeur à l'Université de M'sila,; **Dr MEDDAH Abdelaziz**, Maître de Conférences (A) à l'université de M'sila ainsi que **Dr KENAI Said**, Professeur à l'Université de Blida, pour avoir accepté d'examiner avec toute l'attention voulue le présent travail.

Mes remerciements et ma reconnaissance sont adressés à mes collègues pour leur soutien et le temps précieux passé ensemble. Mes plus vifs remerciements vont également à tous mes amis avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pendant mes études.

J'adresse mes remerciements au **Pr Messaoud TITOU** et **Dr Lakhdar MEKKI** pour leurs conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.

En dernier, je n'oublie bien sûr pas de remercier le directeur de laboratoire central des travaux publics (LCTP) **Mr. Malek CHAKI** et son équipe pour m'avoir autorisé l'accès au laboratoire et avoir mis à ma disposition le matériel indispensable pour la préparation et la réalisation des essais.

Résumé

Les mauvaises caractéristiques géotechniques des sols argileux peuvent être améliorées par différentes méthodes. Parmi ces méthodes, on peut suggérer le traitement des sols à l'aide de stabilisants naturels ou industriels, ou de leur combinaison. L'utilisation de chaux ou de sable comme stabilisateurs de sols expansifs s'est avérée une technique d'amélioration très efficace car elle réduit la plasticité des sols et la capacité de gonflement tout en augmentant la résistance à la compression et au cisaillement des sols traités. L'objectif principal de cette recherche est d'étudier l'effet de l'ajout de sable, de chaux et de leur combinaison sur le comportement d'un sol argileux expansif. Le sable et la chaux ont été ajoutés au sol argileux à haute plasticité (CH) avec les pourcentages respectifs de 0 %, 10 %, 20 %, 30 % et 0 %, 3 %, 6 %, 9 %. D'après les résultats obtenus, on peut noter que le sable et la chaux peuvent améliorer les propriétés géotechniques des sols expansifs en réduisant leur plasticité et en augmentant leur résistance à la compression, leur pression de pré-consolidation et leurs propriétés dynamiques. L'association de la chaux au sable améliore sensiblement les propriétés des sols argileux par rapport à l'utilisation de sable de ou de une la chaux seuls, notamment avec la combinaison optimale qui est constituée de 20 % de sable et de 3 % de chaux. L'analyse par Microscope Electronique à Balayage montre la modification microstructurale significative des sols traités. Lorsque le sol argileux est traité par la chaux et du sable de son comportement devient fragile. En plus, des particules de sol plus flocculées et des produits de cimentation supplémentaires sont observés lors de l'ajout de la combinaison "chaux-sable" par rapport à l'utilisation de la chaux seule.

Mots-clés Sol argileux, Chaux, Sable, Amélioration, Limites d'Atterberg, Microscopie électronique à balayage, propriétés dynamiques.

Abstract

The poor geotechnical characteristics of clayey soils can be improved using different methods. Among these methods one may suggest soil treatment using natural or industrial stabilizers, or the combination thereof. The use of lime or sand as expansive soils stabilizers was proved very effective improvement technique as it reduces soils plasticity and swelling ability in the same time increased both of compressive and shear strength of the treated soils. The main aim of this research is to study the effect of adding sand, lime and their combination on the behavior of an expansive clay soil. Sand and lime was added to the high plasticity clay soil (CH) within the percentage of 0%, 10%, 20%, 30% and 0%, 3%, 6%, 9% respectively. According to tests results, it can be noted that both of sand and lime can improve the geotechnical properties of the expansive soil by reducing their plasticity and increasing their unconfined compressive strength, preconsolidation pressure, permeability, and improve the clay's dynamic properties. The combination of lime and sand can be appreciably improved by the studied properties of clay soil compared to the use of sand or lime alone, especially with the optimal combination which consists of 20% sand and 3% lime. Scanning electron microscopy analysis shows a significant microstructural modification for the treated soils, when the clay soil is treated with lime and lime-sand change their behavior from ductile to brittle, more flocculated soil particles and additional cementation products are observed when adding lime- sand mixture compared to using lime alone.

Keywords Clayey soil, Lime, Sand, Improvement, Atterberg limits, Scanning electron microscopy, dynamic properties.

ملخص

يمكن تحسين الخصائص الجيوتقنية الضعيفة للتربة الطينية باستخدام طرق مختلفة. من بين هذه الطرق ، قد يقترح الباحث معالجة التربة باستخدام مثبتات طبيعية أو صناعية ، أو مزيج بينهما. ثبت أن استخدام الجير أو الرمل كمشببات للتربة الممتدة هو تقنية تحسين فعالة للغاية حيث أنه يقلل من ليونة التربة وقدرة الانتفاخ في نفس الوقت يزيد من قوة الانضغاط وقوة القص للتربة المعالجة. الهدف الرئيسي من هذا البحث هو دراسة تأثير إضافة الكثبان الرملية والجير ومزيجهما على سلوك التربة الطينية الممتدة. تمت إضافة رمل الكثبان والجير إلى التربة الطينية عالية اللدونة (CH) ضمن النسبة المئوية 0% ، 10% ، 20% ، 30% و 0% ، 3% ، 6% ، 9% على التوالي. وفقًا لنتائج الاختبارات ، يمكن ملاحظة أن كلا من الرمل والجير يمكن أن يحسن الخصائص الجيوتقنية للتربة الممتدة عن طريق تقليل اللدونة وزيادة قوة الانضغاط غير المحصورة ، أقصى إجهاد تعرضت له التربة وزيادة الخصائص الديناميكية. يمكن تحسين مزيج الجير ورمل الكثبان الرملية بشكل ملحوظ من خلال الخصائص المدروسة للتربة الطينية مقارنة باستخدام الكثبان الرملية أو الجير وحده ، خاصة مع التركيبة المثلى التي تتكون من 20% رمل و 3% من الجير. يُظهر تحليل المسح المجهرى الإلكتروني تغيير هيكليًا مجهريًا مهمًا للتربة المعالجة ، عندما يتم معالجة التربة الطينية بالجير والرمل فإنه يغير سلوكها من اللدونة إلى الصلابة ، ويلاحظ وجود جزيئات التربة الأكثر حجمًا ومنتجات تدعيم إضافية عند إضافة الجير إلى خليط الرمل الطين مقارنة باستخدام الجير وحده.

الكلمات المفتاحية تربة طينية ، الجير ، كثبان رمل ، تحسين ، حدود أتربرج ، المسح المجهرى الإلكتروني ، الخصائص الديناميكية.

Table des Matières

Dédicaces.....	I
Remerciements.....	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
Table des matières.....	V
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux.....	VII
Liste des notations.....	VIII

Introduction Générale

1 Cadre général de l'étude.....	2
2 Objectifs de recherche.....	4
3 Plan de travail.....	4

Chapitre 1

Techniques d'Amélioration des Sols Instables

1.1 Introduction.....	7
1.2 Les minéraux argileux.....	7
1.3 Types de minéraux argileux.....	9
1.3.1 Kaolinite.....	9
1.3.2 Illite.....	10
1.3.3 Montmorillonite.....	10
1.4 Techniques d'amélioration des sols.....	11
1.4.1 Compactage de surface.....	12
1.4.2 Compactage dynamique.....	13

1.4.3 Vibrocompactage	14
1.4.4 Pré-chargement.....	15
1.4.5 Drainage vertical	17
1.4.6 Explosion.....	18
1.4.7 Congélation	19
1.4.8 Électro-osmose (assèchement électrocinétique).....	20
1.4.9 Injections classiques	21
1.4.10 Colonnes ballastées	22
1.4.11 Les processus physico-chimiques incités par la chaux	22
1.4.12 Utilisation des ajouts cimentaire (cendres volantes).....	24
1.5 Conclusion.....	24

Chapitre 2

Effet du sable et des ajouts cimentaires sur les propriétés des sols

2.1 Introduction	27
2.2 Influence de la chaux.....	27
2.2.1 Limites d'Atterberg.....	27
2.2.2 Paramètres de compactage (Proctor).....	29
2.2.3 La perméabilité.....	30
2-2-4 Paramètres œdométriques.....	31
2.2.5 Compression uniaxial.....	32
2.2.6 Paramètres de cisaillement.....	34
2.2.7 Paramètres dynamiques.....	35
2-3 Influence du sable	36
2.3.1 Limites d'Atterberg.....	36

2.3.2 Paramètres de compactage (Proctor).....	37
2.3.3 Compression uni axiale	38
2.3.4 Résistance au cisaillement.....	39
2.4.5 Paramètre oedométrique.....	41
2.3.6 Paramètres Dynamiques	42
2-4 Influence du sable et la chaux	43
2.4.1 paramètres de compactage (Proctor)	43
2.4.2 La résistance à la compression uni axiale (Rc)	44
2-4-3 Essais œdomètre	46
2.5 Conclusion	47

Chapitre 3

Etude Expérimentale

3.1 Introduction	49
3.2 Matériaux utilisés et préparation	49
3.2.1 Sol naturel	49
3.2.2 La chaux	51
3.2.3 Sable de dunes	52
3.3 Combinaison des échantillons	53
3.4 Propriétés étudiées.....	54
3.4.1 Essai de limite d'Atterberg.....	54
4.4.4.1 Limite de liquidité.....	54
4.4.4.2 Détermination de limite de plasticité.....	56
3.4.2 Détermination des caractéristiques de compactage (Proctor)	56
3.4.3 Essai de compression uni axial.....	57
3.4.4 Analyse granulométrique	59

3.4.5 Essai de consolidation	60
3.4.6 Essai de conductivité hydraulique	62
3.4.7 Essai pH selon le test d'Eades and Grim.....	62
3.4.8 Essai triaxial cyclique.....	63
3.4.9 Essai de microscopie électronique a la balayage (MEB)	65
3.5 Conclusion.....	66

Chapitre 4

Effet des ajouts sur les propriétés physiques et mécaniques des sols

4.1 Introduction	68
4.2 Les limites d'Atterberg	68
4.3 Effet des stabilisants sur la classification.....	71
4.4 Compactage (Proctor)	72
4.5 Résistance de compression uniaxial	75
4.7 Essai pH selon le test d'Eades and Grim.....	80
4.8 Analyse granulométrique	81
4.9 Pression de pré consolidation.....	82
4.10 La perméabilité.....	84
4.11 Microscope électronique à balayage (MEB).....	85
4.11 Conclusion.....	87

Chapitre 5

Effet des ajouts sur le comportement dynamique des sols

5.1 Introduction	90
------------------------	----

5.2 Propriétés dynamiques du sol.....	90
5.3 Les paramètres dynamiques des sols.....	90
5.3.1 L'amortissement D.....	90
5.3.2 Module de cisaillement G	91
5.4 Méthodes de détermination du module de cisaillement et des caractéristiques d'amortissement.....	92
5.4.1 Essai triaxial cyclique.....	92
5.4.2 L'essai de colonne de résonante.....	94
5.5 Préparation des échantillons.....	94
5.6 Résultats des tests dynamiques	96
5.6.1 Effet du sable et de la chaux sur le module de cisaillement de l'argile	102
5.6.2 Effet du sable et de la chaux sur l'amortissement de l'argile	103
5.7 Identification du mode de défaillance	104
5.8 Comparaison du résultat du test avec les études précédentes	105
5.9 Conclusion.....	106

Conclusions Générales et Recommandations

1 Conclusions générales.....	109
2 Recommandations.....	111

Références Bibliographiques.....	112
----------------------------------	-----

Liste des figures

Figure 1.1. (a) Tétraèdre de silice (b) Feuille de silice.....	6
Figure 1.2 . (a) Octaèdre d'alumine (b) Feuille d'alumine.....	7
Figure 1.3. Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre.	7
Figure 1.4. Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre.	7
Figure 1.5. Structure atomique de la kaolinite (Grim, 1959).	8
Figure 1.6. Structure atomique de l'illite (Grim, 1959).	9
Figure 1.7. Structure atomique de la montmorillonite (Grim, 1959).	10
Figure 1.8. Diverses types de compacteurs.	11
Figure 1.9. Densification d'un terrain par compactage dynamique.	12
Figure 1.10. Unité de vibroflottation et le procédé de compactage (Brown, 1977).	14
Figure 1.11. Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.	15
Figure 1.12. Les drains verticaux.	16
Figure 1.13. Exemple de dynamitage sur le terrain montrant l'expulsion de l'excès d'eau interstitielle.....	17
Figure 1.14. Stabilisation provisoire des parois d'un fond par la technique de congélation.....	18
Figure 1.15. Principe de renforcement des sols compressibles par inclusion rigide.....	20
Figure 1.16. Principe de renforcement des sols compressibles par inclusion rigide.....	21
Figure 2.1. Différents pourcentages de chaux sont nécessaires pour réduire la plasticité aux niveaux souhaités pour différents sols (Little et al. 1995).	27
Figure 2.2. Résultat d'essais de compactage à différents teneurs en chaux Emeh et al, (2016).	28
Figure 2.3. Variation de la conductivité hydraulique avec le pourcentage.....	30
Figure 2.4. Variations du C_c et la P_c en fonction de la teneur en chaux (Ouhadi et al. 2014).	30
Figure 2.5. Effet de la chaux sur la résistance du sol avec le temps de cure	31
Figure 2.6. Variation des paramètres de cisaillement des sols traités à la chaux Osula, (1991).	32
Figure 2.7. Variation des paramètres dynamique des sols traités à la chaux (Fahoum et al. 1996).	33

Figure 2.8. Évolution des limites d'Atterberg avec le sable des dunes (a) Limite liquide, limite plastique ; (b) Indice de plasticité Amria et al (2019).	35
Figure 2.9. Evaluation des paramètres de compactage Amria et al. (2019).	36
Figure 2.10. Effet du sable sur la résistance du sol Amria et al. (2019).	37
Figure 2.11. Effet de la teneur en sable de dune sur la cohésion Gueddouda et al, 2008.	37
Figure 2.12. Evolution de l'angle de frottement Gueddouda et al, 2008.	38
Figure 2.13. Essais œdométriques de gonflement libre sur argile compactée	39
Figure 2.14 . L'effet des agrégats sur les paramètres dynamique du sol (Fei et al, 2017).	40
Figure 2.15. Courbes de compactage des argiles naturel.....	41
Figure 2.16. Résistance de compression pour divers mélanges bentonite-sable avec le développement de la chaux Schanz et al, (2017).	43
Figure 2.17. Pression de gonflement d'un bentonite-sable avec le développement de la chaux (b) pression de gonflement d'un bentonite-chaux avec le développement de la chaux. Figure 2 - 18. Le temps de gonflement pour : (a) le sol gonflant non traité et traité avec des mélanges de sable et de chaux ; (b) le sol gonflant traité avec des mélanges de sable et de chaux Schanz et al (2017).	44
Figure 3.1. Une carte montre le lieu de l'étude (Google maps).....	47
Figure 3.2. Localisation de Sidi Hadjres- M'sila (Algérie).	48
Figure 3 3. Distribution granulométrique Sidi-Hadjres (Algérie).	49
Figure 3.4. Chaux vive de Saïda.	50
Figure 3.5. Préparation du sol traité.	51
Figure 3.6. Appareil de Casagrande.	53
Figure 3.7. Photographies montrant le sol dans la limite de liquide.	53
Figure 3. 8. Photographies montrant le sol dans la limite de plasticité.	54
Figure 3.9. Équipement d'essai de Proctor : (a) moule ; (b) dame Proctor.	54
Figure 3.10. Photographie de l'équipement de l'essai de Proctor.	55
Figure 3.11. Ensemble de moulage utilisé pour la confection des éprouvettes.	56
Figure 3.12. Tamisage par voie humide.	57
Figure 3.13. photographie de l'équipement de l'essai de tamisage par sédimentométrie.	58

Figure 3.4. compactage et recouverts les échantillons.....	59
Figure 3.15. Un appareil de consolidation typique.....	59
Figure 3.16. Essai de pH en laboratoire.....	60
Figure 3.17. Système de test triaxial dynamique.....	62
Figure 3.18. Configuration dynamique de l'éprouvette triaxiale.....	62
Figure 3.19. La courbe d'hystérésis.....	63
Figure 4.1. Variation des limites d'Atterberg : (a) Limite de liquidité, (b) Limite de plasticité, (c) Indice de plasticité.....	67
Figure 4.2. Variation de la classification pour les mélanges argile-sable.....	69
Figure 4.3. Courbes de compactage du sol et traitées à la chaux et au sable.....	71
Figure 4.4. Variation des paramètres de compactage pour les mélanges argile-sable avec l'augmentation de la teneur en chaux. (a) la densité sèche maximale, (b) la teneur en eau optimal....	72
Figure 4.5. Variation de l'indice de vide pour les mélanges argile-sable	73
Figure 4.6. Courbe Rc-déformation pour les combinaisons étudiées après 28 jours de temps de cure.	74
Figure 4.7. Variation de la résistance de compression uniaxial pour les mélanges argile-sable	75
Figure 4.8. Comparaison des résultats WL et Rc en fonction de la variation de la teneur en chaux. (a) 0 % sable, (b) 10 % sable, (c) 20 % sable, (d) 30 % sable.....	77
Figure 4.9. Variation du PH pour les mélanges argile-sable.....	78
Figure 4. 10. Influence des stabilisants sur la granulométrie.	79
Figure 4.11. Variations de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective pour les échantillons d'argile avec différents pourcentages des stabilisants.....	81
Figure 4.12. Variation de la pression de pré-consolidation pour les mélanges argile-sable avec l'augmentation de la teneur en chaux.	82
Figure 4.13. Variation de la perméabilité en fonction de la teneur des stabilisants.....	83
Figure 4.14. Micrographies MEB du sol argileux traité avec les teneurs optimales en sable des dunes, en chaux et leur combinaison après 28 jours de temps de cure. (a) sol argileux, (b) sol argileux + 20 % sable des dunes, (c) sol argileux + 3 % chaux, (d) sol argile.	84

Figure 5.1. Boucle hystérétique pour un cycle de chargement montrant G et D (Seed et al, 1970).....	88
Figure 5.2. Définition du module de cisaillement G	89
Figure 5.3. Préparation du sol traité (a) Sol traité après le malaxage, (b) Confection des éprouvettes, (c) Recouvrir les échantillons de cire, (d) stockage des échantillons.....	92
Figure 5.4. Essais triaxiaux cycliques sur des échantillons. (a) Courbe de déplacement en fonction du temps, (b) Courbe de charge en fonction du temps.	93
Figure 5.5. Relations contrainte-déformation de différents tests.....	98
Figure 5.6. Module de cisaillement pour divers mélanges argile-sable avec développer les teneurs en chaux.	99
Figure 5.7. Amortissement pour divers mélanges argile-sable avec développer les teneurs en chaux.	100
Figure 5.8. Classification des modes de défaillance observés dans les essais.....	101
Figure 5.9. Éprouvettes après rupture.....	102
Figure 5.10. Variation de G avec γ obtenue à partir d'essais triaxial cyclique par rapport aux relations prédictives de Vucetic et Dobry (1991).....	103

Liste de notation et abréviation

(ω_{opt})	(%)	Teneur en eau optimale
(γ_{d-max})	(kN/m ³)	Densité sèche maximale
(W_L)	(%)	Limite de liquidité
(W_P)	(%)	Limite de plasticité
(IP)	(%)	Indice de plasticité
(R_c)	(MPa)	Résistance à la compression uni axial)
C	(kN/m ²)	Cohésion
ϕ	(°)	Angle de frottement interne
CEC	meq/100g	Capacité d'échange Cationique
USCS	-	System de Classification Unifiée des Sols
CL	-	Clay with Low plasticity (Sol faible plasticité)
CH	-	Clay with High plasticity (Sol très plastique)
ASTM	-	American Society for Testing and Materials
C-A-H Hydratés)	-	Calcium Aluminates Hydrates (Aluminates de Calcium Hydratés)
C-S-H	-	Calcium Silicates Hydrates (Silicates de Calcium Hydratés)
C-A-S-H Calcium	-	Calcium Aluminates Silicates Hydrates (Aluminosilicates de Hydratés)
L	-	Lime (Chaux)
S	-	Sand (Sable)
S-L	-	Combinaison de sable-chaux
MEB		Microscope électronique à balayage
P_c		Pression de préconsolidation
E		Indice des vides
G	(MPa)	Module de cisaillement
D	(%)	Coefficient d'amortissement
PFC	-	Point de fixation de la chaux
C_c	-	Indice de compression
M_v	-	Coefficient de variation de volume

K	(m/s)	La perméabilité
Cv	-	Coefficient de consolidation
av		Coefficient de compressibilité
γ_w	(kN/m ³)	Poids volumique d'eau

Introduction générale

1. Introduction

L'exigence des sols favorables à la construction augmente de jour en jour en raison de l'urbanisation et de l'industrialisation rapides des pays en développement. Cela conduit à l'indisponibilité de bons chantiers de construction, et donc, il devient inévitable de construire sur des sols à problèmes ou des sols inappropriés, tels que les sols argileux, les sols expansifs et les sols pliables. La construction sur des sols à problèmes nécessite soit des fondations coûteuses telles que des fondations sur pieux ou l'adoption de fondations peu profondes avec des techniques d'amélioration du sol appropriées.

L'objectif des techniques d'amélioration des sols est d'améliorer certaines propriétés du sol pour répondre aux exigences spécifiques du projet. Celles-ci comprennent une augmentation de la densité sèche et donc des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol, la réduction de la compressibilité de celui-ci qui diminue les tassements et le contrôle des caractéristiques de perméabilité. Le contrôle du changement de volume à l'aide de diverses méthodes est important en cas de sols expansifs

L'amélioration des sols peut être largement classée en quatre groupes, à savoir les modifications mécanique, hydraulique, physique et chimique et par géo-synthétiques et inclusions. Au cours des cinq dernières décennies, des progrès importants ont été réalisés dans les techniques d'amélioration des sols et la modélisation de matériaux améliorés. L'invention de nouvelles méthodes et l'optimisation des méthodes existantes d'amélioration des sols se poursuivent tant que la demande en terrain de construction persiste.

Diverses techniques d'amélioration des sols sont utilisées depuis plusieurs décennies pour réduire le tassement des remblais et pour accélérer le tassement de consolidation des couches de sol meubles telles que le pré-chargement, le remplacement du sol, la stabilisation chaux/ciment, le compactage dynamique, la vibro-stabilisation, les drains verticaux ainsi que le malaxage profond.

La stabilité chimique des sols argileux est très importante pour de nombreuses applications d'ingénierie géotechnique telles que les structures de chaussée, la construction des fondations, le revêtement des routes, des canaux et des réservoirs, les conduites d'eau et les conduites d'égout et

les réseaux d'irrigation pour prévenir les dommages dus au tassement du sol argileux (Ismail 2002). Ces méthodes ont été utilisées pour améliorer les propriétés du sol telles que l'évolution de la résistance, la réduction de la compressibilité, l'amélioration des caractéristiques de gonflement ou de compression et l'augmentation de la durabilité du sol sont les principaux objectifs de la stabilisation (Bergado, 1996). La chaux et/ou le sable ont été couramment utilisés comme adjuvants chimiques pour la stabilisation du sol et largement utilisés dans les méthodes de stabilisation superficielles et profondes. Ces méthodes ont été utilisées pour améliorer les propriétés du sol depuis les temps anciens. L'application de la méthode de stabilisation profonde in situ a commencé à la fin des années 1970 au Japon (Sherwood, 1993). La stabilisation superficielle des sols mous avec de la chaux et / ou du sable a été largement utilisée à des fins de construction de routes afin d'améliorer les propriétés mécaniques des couches d'assise.

La technique de stabilisation à la chaux est largement utilisée dans la construction de routes, d'aéroports, de remblais ou de revêtements de canaux par mélange intime avec des sous-couches d'argile pour améliorer la maniabilité, la résistance, les caractéristiques de gonflement et la capacité portante. Généralement, 3 à 8 % en poids de chaux sont ajoutés à la couche supérieure du sol (Nelson et al., 1992). L'effet de la chaux sur la stabilisation des sols argileux ont été étudiés par de nombreux chercheurs (Bell, 1988b; Indrartna et al., 1995; Popescu et al., 1997; Afes et al., 2000). Étant donné que les propriétés des mélanges sol-chaux dépendent du caractère du sol argileux, du type et de la période de cure, la méthode et la qualité de la construction et la quantité appropriée de chaux à utiliser doivent être étudiées avant l'application de la chaux.

Il est bien connu que le sable est un sol non expansif avec une faible plasticité et aucune charge de surface (Kolay et al., 2015 ; Amri et al., 2019). Ainsi, un grand nombre de chercheurs dans le domaine de la stabilisation des sols ont étudié l'effet de l'ajout de sable sur des sols argileux expansifs (Lamara et al., 2006 ; Farooq et al., 2008 ; Kolay et al., 2015 ; Amri et al. 2019). Ils ont découvert que l'ajout de sable aux sols argileux peut améliorer leurs propriétés géotechniques. Lamara et al. (2006) ont étudié l'effet de l'ajout de sable de dunes de Laghouat (oasis du Nord en Algérie) avec des pourcentages de 15, 30 et 45 en poids sur le comportement de changement de volume des sols expansifs. Ces auteurs ont découvert que le sable de dunes peut être utilisé comme stabilisateur pour ces sols expansifs. Farooq et al. (2008) ont étudié l'influence du sable de rivière de qualité variable (0–35%) avec un sol expansif du Pakistan pour

étudier ses effets sur les propriétés de gonflement et de résistance. [Kolay et al. \(2015\)](#) ont observé qu'il y a un changement considérable dans le comportement du sol expansif lors de l'ajout de diverses teneurs en sable d'Ottawa (0 à 50 % en poids). La limite de liquidité, la limite de plasticité, le pourcentage de gonflement, l'indice expansif et la teneur en eau optimale (OMC) ont été réduits, mais la gravité spécifique et la densité sèche maximale (MDD) ont été augmentées. [Amri et al. \(2019\)](#) ont étudié l'amélioration d'un sol argileux CH traité par l'ajout de sable de dune de Zaafrane (de Médéa en Algérie) avec les pourcentages de 0, 10, 20, 30 et 40. Les résultats des auteurs ont démontré que l'ajout de sable de dune au sol argileux diminue leur plasticité et leur teneur en eau optimale en même temps qu'une augmentation de leur densité sèche maximale et leur résistance à la compression uni-axiale.

2. Objectifs de la recherche

L'objectif principal de cette étude est de résoudre ce problème en examinant l'adéquation d'une petite quantité de chaux avec différents pourcentages du sable de dunes pour être utilisé comme stabilisateurs pour le sol argileux de Sidi-Hadjres à M'sila et d'évaluer l'effet de ces différentes proportions sur les propriétés géotechniques de ce sol et en observant leurs caractéristiques de consistance, compactage, résistance, perméabilité et le comportement dynamique. En outre, l'interprétation du comportement de certains sols traités avec des proportions différents se rapprochent en utilisant le Microscope Electronique à Balayage (MEB).

3. Plan de travail

La thèse s'articule en cinq chapitres comme suit :

Le premier chapitre détaille l'utilité et la nécessité des techniques d'amélioration des sols ou présentant des propriétés insuffisantes en vue de mieux comprendre les principes. Ce chapitre comprend des méthodes montrant les procédures de modélisation et de sélection des techniques d'amélioration des sols peu profonds et profonds.

Le deuxième chapitre est consacré à une synthèse bibliographique détaillée, concernant l'influence du sable et/ou de la chaux dans l'amélioration des sols argileux (les propriétés géotechniques des sols non traités et des sols traités à la chaux sont décrites.) sont présentées.

Le chapitre trois présente la partie des essais expérimentaux pour les échantillons de sol naturel et traité, ainsi que les résultats d'essais d'identification. Ainsi que les différents dispositifs expérimentaux utilisés et les modes opératoires adoptés.

Le chapitre quatre est dédié à la présentation des résultats expérimentaux pour les échantillons de sol naturel et traité. Les résultats ont été présentés sous forme de tableaux ou de graphiques dessinés pour montrer la relation entre les différents paramètres, ainsi que la discussion des résultats obtenus à partir des travaux expérimentaux sont inclus dans cette chapitre. (Limites d'Atterberg, Proctor, Compression, Œdomètre, Perméabilité, PH et MEB).

Dans le cinquième chapitre sont présentés les résultats de l'essai triaxial cyclique. L'objectif principal étant d'étudier l'évolution du comportement des sols non traité et traités, ainsi que l'évolution des caractéristiques dynamique (G et D), en fonction des différents paramètres cités dans ce chapitre.

Enfin, ce travail de thèse va se terminer par des conclusions générales en rappelant les principaux résultats tirés de ce travail et des recommandations pour les futures travaux de recherche.

Chapitre 1

Techniques d'amélioration des sols Instables

1.1 Introduction

Une particule de sol peut être un minéral ou un fragment de roche. Un minéral est un composé chimique formé dans la nature au cours d'un processus géologique, tandis qu'un fragment de roche a une combinaison d'un ou plusieurs minéraux. Selon la nature des atomes, les minéraux sont classés comme silicates, aluminates, oxydes, carbonates et phosphates. Parmi eux, les minéraux silicatés sont les plus importants car ils influencent les propriétés des sols argileux.

1.2 Les minéraux argileux

Les minéraux argileux sont de minuscules substances cristallines issues principalement de l'altération chimique de certains minéraux rocheux, ce sont des alumino-silicates complexes et d'autres ions métalliques.

Différentes dispositions d'atomes dans les minéraux silicatés donnent naissance à différentes structures de silicate.

Les minéraux argileux sont composés de deux unités de base :

- (1) tétraèdre de silice (Figure 1.1)
- (2) octaèdre d'alumine (Figure 1.2)

Ces unités sont maintenues ensemble par des liaisons ioniques.

- L'unité de silice se compose d'un ion silicium entouré de quatre ions oxygène disposés sous la forme d'un tétraèdre. Une combinaison de tétraèdres forme une feuille de silice. Les unités de base se combinent de manière à former une feuille.

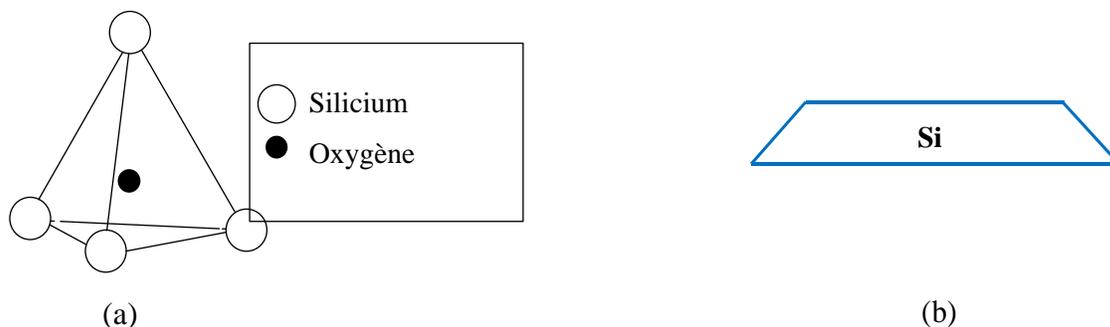


Figure 1.1— (a) Tétraèdre de silice (b) Feuille de silice.

- L'unité octaédrique possède un ion aluminium ou un ion magnésium soutenu par six radicaux hydroxyles ou oxygène disposés sous la forme d'un octaèdre. Dans certains cas, d'autres cations (par exemple Fe) sont présents à la place d'Al et de Mg.

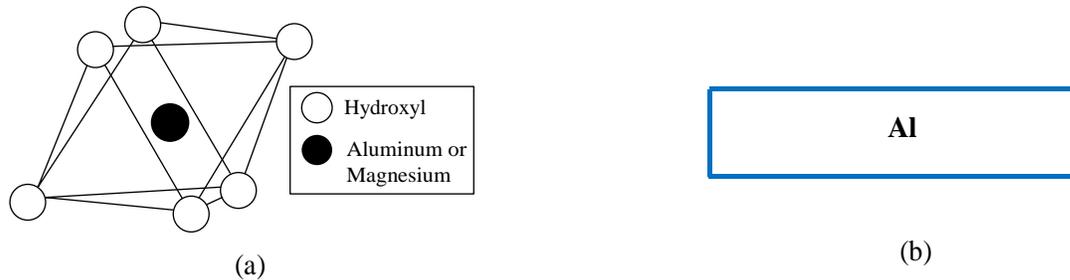


Figure 1.2 — (a) Octaèdre d'alumine (b) Feuille d'alumine.

La combinaison d'unités de silice tétraédriques donne une feuille de silice (Figure 1.3), Trois atomes d'oxygène à la base de chaque tétraèdre sont partagés par les tétraèdres voisins.

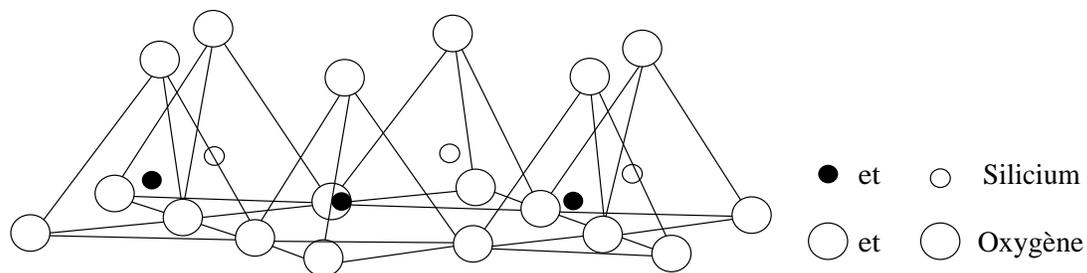


Figure 1.3 — Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre.

Les unités octaédriques sont constituées de six hydroxyles entourant un atome d'aluminium (figure c), et la combinaison des unités hydroxyles octaédriques en aluminium donne une feuille octaédrique, également appelée feuille gibbsite (Figure 1.4).

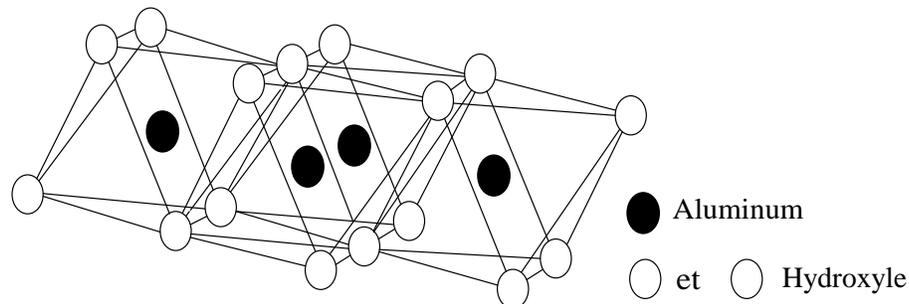


Figure 1.4 — Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre.

1.3 Types de minéraux argileux

D'un point de vue technique, il existe trois minéraux argileux: Kaolinite, Illite et Montmorillonite

1.3.1 Kaolinite

La kaolinite consiste à répéter des couches de feuilles élémentaires de silice-ruban dans un réseau 1:1. Les atomes dans un cristal sont disposés d'une manière ordonnée définie pour former un réseau tridimensionnel, appelé un «réseau», l'unité de base de kaolinite est une unité à deux couches qui est formée en empilant une feuille de gibbsite sur une feuille de silice, ces unités de base sont ensuite empilées les unes sur les autres pour former un réseau de minéraux, les couches sont maintenues ensemble par une liaison hydrogène, la forte liaison ne permet pas à l'eau de pénétrer dans le réseau. Ainsi, les minéraux de kaolinite sont stables et ne se dilatent pas sous saturation. La kaolinite est le constituant le plus abondant des dépôts d'argile résiduels (Figure 1.5).

- Chaque couche a une épaisseur d'environ 7,2 Å (0,72 Nm).
- Une particule de kaolinite peut comprendre plus de 100 piles.
- Forme $\text{Si}_4\text{Al}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$ Platy
- Il n'y a pas de gonflement inter couche

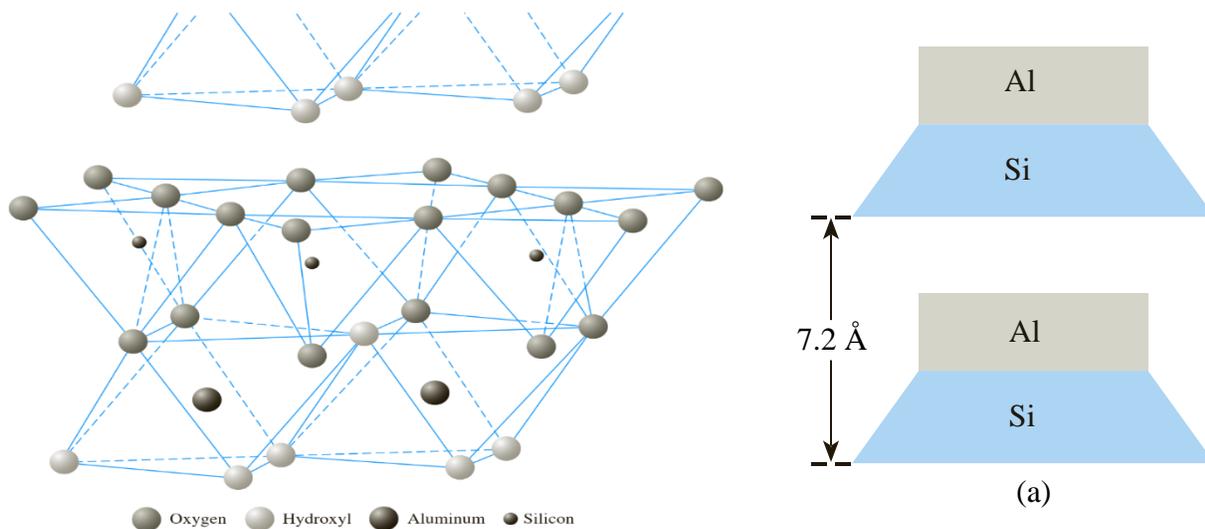


Figure 1.5 — Structure atomique de la kaolinite (Grim, 1959).

La surface spécifique des particules de kaolinite par unité de masse est d'environ 15 m²/g. La surface par unité de masse est définie comme une surface spécifique

1.3.2 Illite

Se compose d'une feuille de gibbsite collée à deux feuilles de silice, une en haut et une en bas. Il est parfois appelé mica argileux. Les couches illites sont liées par des ions potassium. La charge négative pour équilibrer les ions potassium provient de la substitution de l'aluminium par du silicium dans les feuilles tétraédriques (Figure 1.6). La liaison avec les ions K^+ non échangeables est plus faible que la liaison hydrogène dans la Kaolinite mais est plus forte que la liaison eau de la montmorillonite. Le cristal d'illite ne gonfle pas autant en présence d'eau que dans les particules de de montmorillonite.

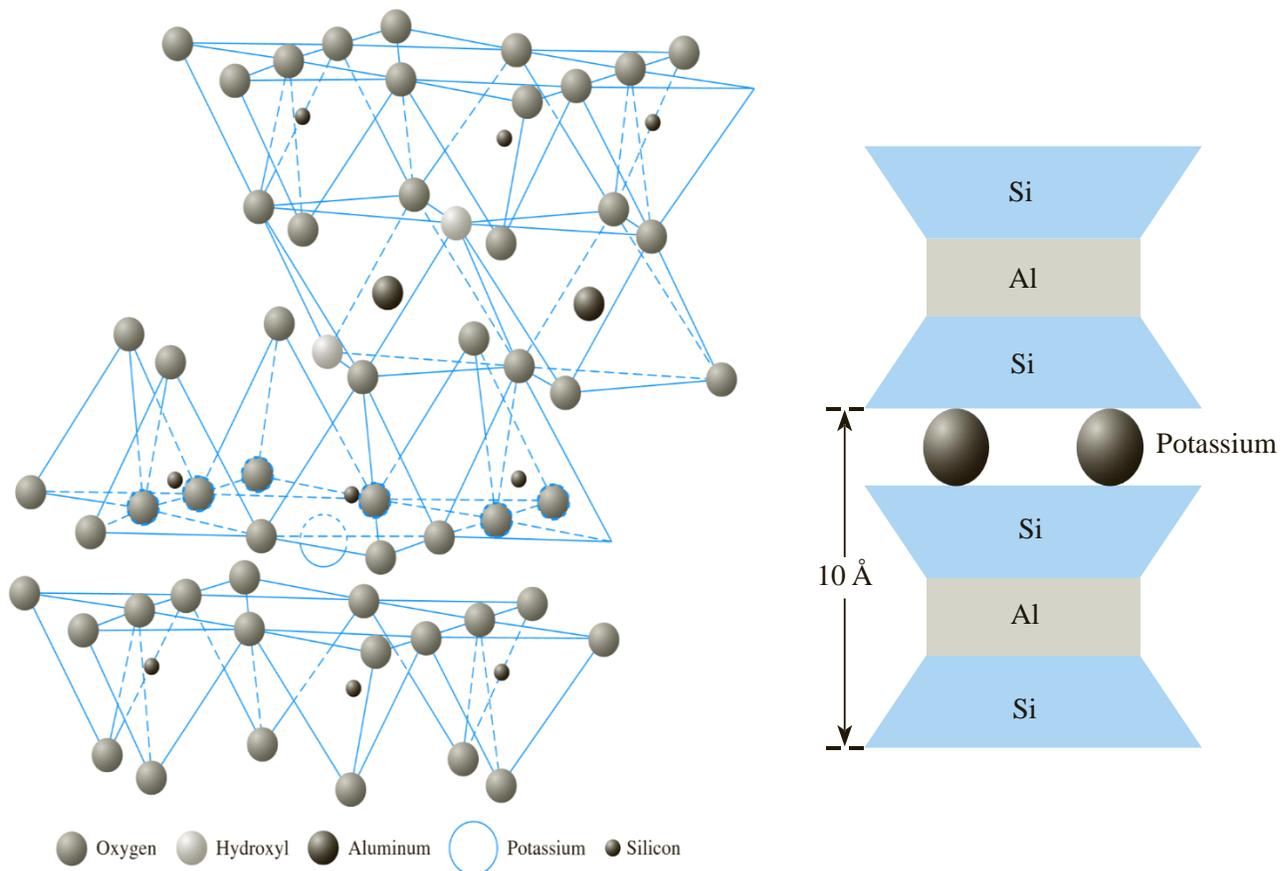


Figure 1.6 — Structure atomique de l'illite (Grim, 1959).

1.3.3 Montmorillonite

A une structure similaire à celle de l'illite, c'est-à-dire une feuille de gibbsite prise en sandwich entre deux feuilles de silice. Dans la montmorillonite, il existe une substitution isomorphe du magnésium et du fer pour l'aluminium dans les feuilles octaédriques (Figure 1.7). La surface spécifique est d'environ $800 \text{ m}^2/\text{g}$. Les ions potassium ne sont pas présents comme dans l'illite, et

une grande quantité d'eau est attirée dans l'espace entre les couches. Il existe un gonflement tinter couche, qui est très important pour la pratique de l'ingénierie (argile expansive).

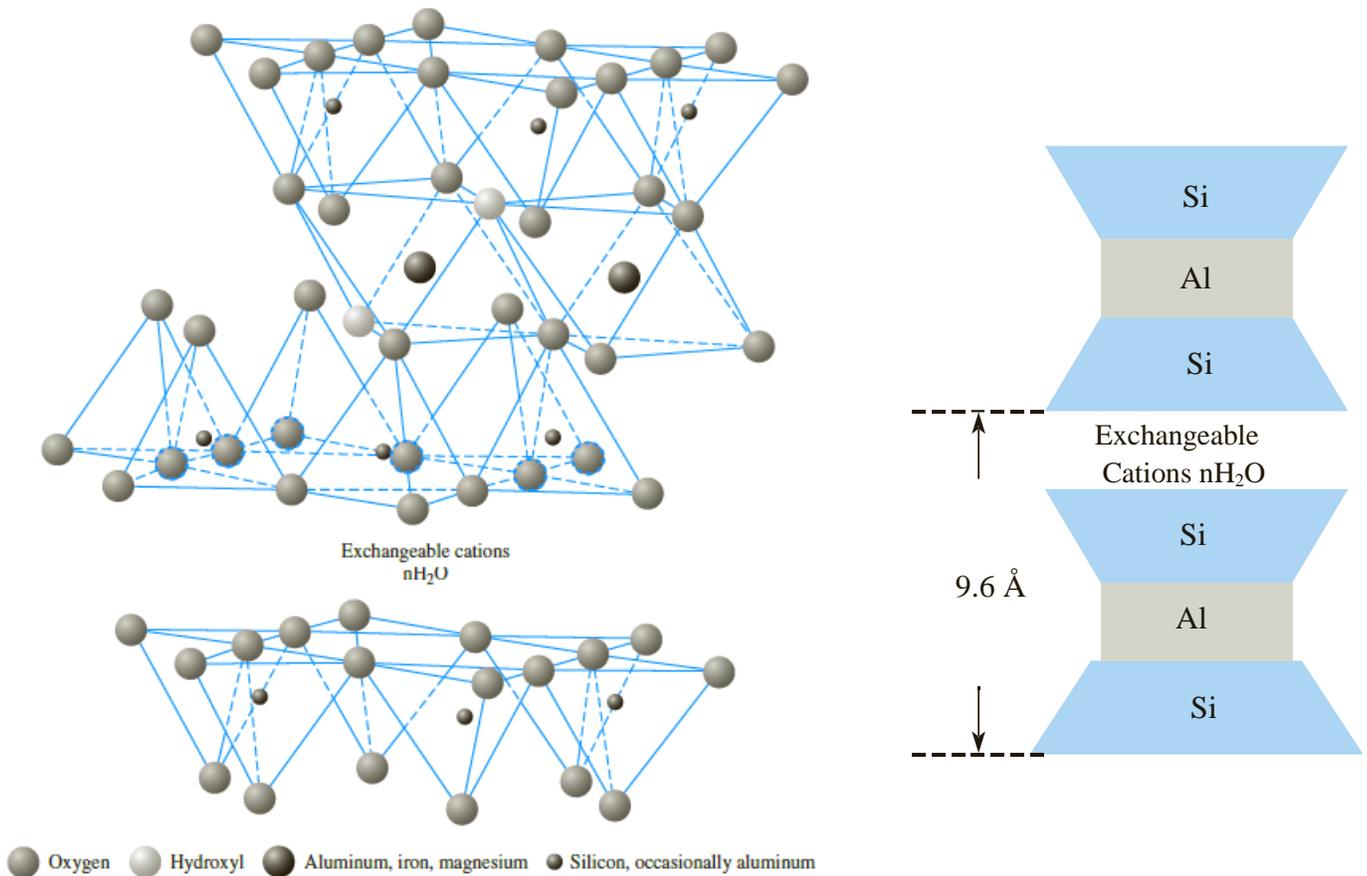


Figure 1.7 — Structure atomique de la montmorillonite (Grim, 1959).

1.4 Techniques d'amélioration des sols

Avec un objectif d'ingénierie spécifique à l'esprit. Commun à toutes les conceptions géotechniques, des objectifs d'ingénierie spécifiques (par exemple, des fondations stables) doivent être définis et l'état actuel du sol dans la zone d'influence doit être pleinement établi. L'analyse du problème à la lumière de ces informations donne généralement une gamme de solutions, dont certaines pourraient altérer les propriétés du sol. Des techniques sont disponibles pour renforcer ou raidir un sol mou ou faible, soit en modifiant physiquement sa structure, soit en modifiant les propriétés chimiques du sol. De même, les régimes d'écoulement des eaux

souterraines peuvent être modifiés pour obtenir une plus grande stabilité ou pour arrêter l'écoulement des contaminants. Toute analyse du traitement du sol doit donc englober le ou les objectifs techniques, l'état actuel du sol et son potentiel de modification, les moyens proposés pour son altération et tout effet secondaire du traitement. L'amélioration physique du sol comprend l'application de charges statiques, vibratoires ou dynamiques; l'eau peut être drainée par gravité, par des contraintes accrues; et les produits chimiques peuvent être introduits sous forme de solides ou de liquides. Les hybrides de ces processus et des approches de pensée latérale (par exemple le gel du sol) complètent une gamme d'alternatives aux solutions « structurelles » et fournissent souvent des résultats plus durables.

1.4.1 Compactage de surface

Divers équipements mécaniques sont utilisés pour compacter les sols du champ. Le compactage est accompli par des forces verticales statiques et vibratoires. Des forces verticales statiques sont appliquées par des poids morts qui confèrent une pression et / ou un malaxage à la masse du sol. Les rouleaux à pieds de mouton (figure 1.8), les rouleaux à grille, les rouleaux sur pneus, les rouleaux à tambour (Figure 1.8), les chargeuses et les grattoirs sont des exemples d'équipements qui appliquent des forces verticales statiques. Des forces verticales vibratoires sont appliquées par des systèmes entraînés par moteur avec des poids excentriques rotatifs ou des mécanismes à ressort/piston qui communiquent une séquence rapide de coups à la surface du sol. Le sol est compacté par la pression et le réarrangement de la structure du sol.



Figure 1.8 — Diverses types de compacteurs.

1.4.2 Compactage dynamique

Le compactage dynamique est une méthode rentable de compactage du sol par laquelle un poids lourd est soulevé et tombé à plusieurs reprises d'une hauteur, impactant la surface du sol avec une énergie d'impact facilement calculée (Figures 1.9). Le nom ne décrit pas avec précision les processus de chargement et de transmission d'énergie réels. L'un des plus grands méconnus concernant le compactage dynamique est qu'il s'agit d'un traitement de surface du sol, car des charges sont appliquées à la surface. Mais le compactage dynamique, par opposition au compactage peu profond classique de remblai contrôlé, est un processus de densification des sols à des profondeurs importantes en appliquant une grande énergie d'impact à la surface du sol. Lors de l'impact, des cratères aussi profonds que six pieds ou plus sont créés, qui doivent ensuite être remblayés avant les passes de compactage supplémentaires et, finalement, à la fin du processus de compactage.



Figure 1.9 — Densification d'un terrain par compactage dynamique.

Mais la densification en profondeur résulte de l'énergie dynamique des vagues qui est transmise à travers le sol. Les principaux objectifs du compactage dynamique sont d'améliorer les caractéristiques de résistance et de compressibilité en créant soit un radeau uniforme de matériau densifié, soit en compactant aux endroits où des charges concentrées (par exemple, des charges

de colonne) seront appliquées. L'amélioration des propriétés du sol se traduit par une capacité accrue et une diminution des tassements, y compris des tassements différentiels. Le compactage dynamique permet souvent la construction de semelles d'épandage conventionnelles en fournissant une capacité portante pouvant aller jusqu'à 100-150 kPa. Le compactage dynamique convient à la densification des dépôts de sable meuble tels que ceux qui se produisent généralement dans les dépôts côtiers, glaciaires et alluviaux, ainsi qu'aux remblais dragués ou placés hydrauliquement. Cette méthode a également été appliquée avec succès aux résidus miniers, aux décharges, aux sols pliables, aux sites reposant sur des gouffres, etc. (Zekkos et al. 2013). L'espacement des grilles est généralement d'environ 3 à 7m. Les poids varient généralement de 6 à 30 tonnes (jusqu'à 40 tonnes) et les hauteurs de chute varient généralement de 10 à 30 m, parfois plus. La densification efficace est typique à des profondeurs de 10 m (ou plus avec de très gros gréments et poids). La plus grande amélioration se produit généralement entre 3 et 8 m sous la surface du sol, avec des degrés d'amélioration décroissants à de plus grandes profondeurs. Les couches de surface (surface à environ 1-3 m) doivent être compactées en raison de la perturbation par les charges d'impact et du manque de confinement suffisant.

1.4.3 Vibrocompactage

La Vibrocompactage est une technique développée pour la densification in situ de couches épaisses de dépôts de sol granulaire meuble. Le processus implique l'utilisation d'un vibroflot (appelé unité vibrante), comme le montre la [figure 5.10](#). L'appareil mesure environ 2 m de long. Cette unité vibrante a un poids excentrique à l'intérieur et peut développer une force centrifuge. Le poids permet à l'unité de vibrer horizontalement. Les ouvertures en bas et en haut de l'unité sont destinées aux jets d'eau. L'unité vibrante est attachée à un tuyau de suivi. La figure montre l'équipement de vibroflottation nécessaire au compactage sur le terrain.

L'ensemble du processus de compactage peut être divisé en quatre étapes (voir [Figure 1.10](#)) :

- Étape 1. Le jet au bas du vibroflot est activé et le vibroflot est abaissé dans le sol.
- Étape 2. Le jet d'eau crée une condition rapide dans le sol, ce qui permet à l'unité vibrante de couler.

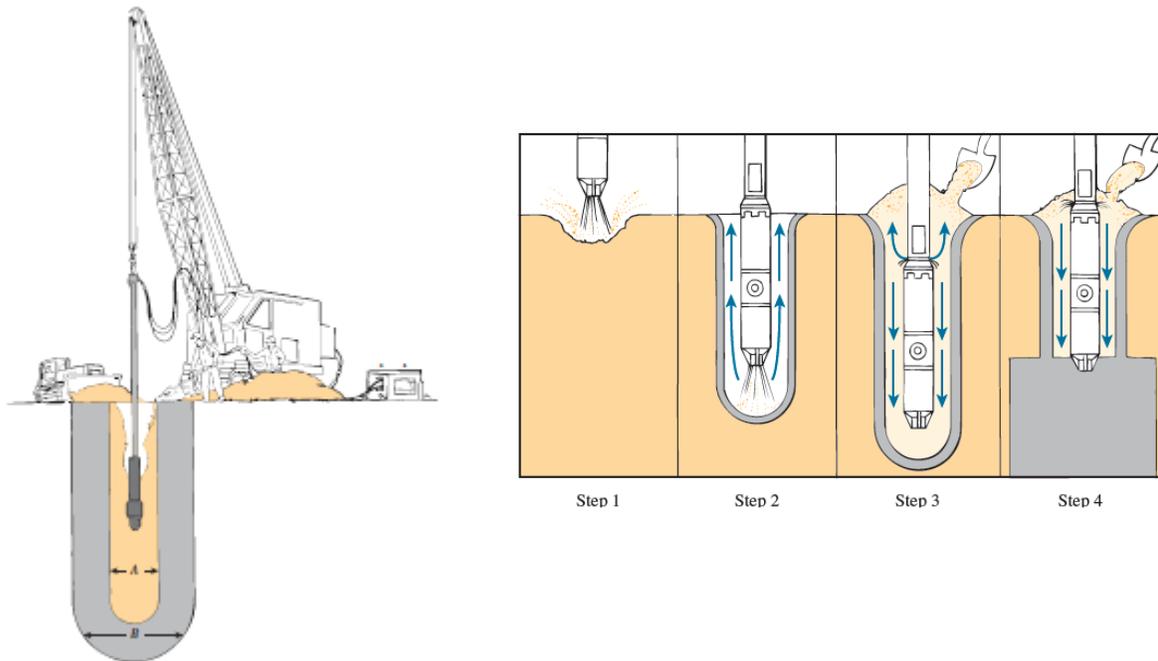


Figure 1.10 — Unité de vibroflottation et le procédé de compactage (Brown, 1977).

- Étape 3. Le matériau granulaire est versé dans le haut du trou. L'eau du jet inférieur est transférée au jet au sommet de l'unité vibrante. Cette eau transporte le matériau granulaire dans le trou.
- Étape 4. L'unité vibrante est progressivement élevée par paliers d'environ 0,3 m et est maintenue en vibration pendant environ 30 secondes à la fois. Ce processus compacte le sol au poids unitaire souhaité.

1.4.4 Pré-chargement

Les sols mous, tels que les argiles molles estuariennes et marines, les tourbes et les sols marécageux, rencontrés couramment le long des régions deltaïques et côtières à travers le monde, sont de nature très compressible et possèdent des propriétés géotechniques indésirables, telles qu'une teneur élevée en humidité naturelle (proche du liquide limite), une faible résistance au cisaillement non drainé et une faible conductivité hydraulique. Par conséquent, les structures construites sur ces sols sont confrontées à des problèmes de stabilité et d'entretien si des mesures ne sont pas prises pour les améliorer.

Le pré chargement est la méthode la plus simple et la plus économique pour induire un tassement de sorte qu'une structure construite sur un sol amélioré ne se tasse pas excessivement. Le pré

chargement est réalisé en plaçant un supplément temporaire, tel que du remblai de terre ou des sacs de sable, sur un sol mou avant la construction de la structure proposée (figure 1). L'ampleur de la surcharge est généralement supérieure à la pression de pré consolidation du sol mou, de sorte qu'il est contraint de se consolider le long de la ligne de consolidation normale. Le sol gagne progressivement en force et en rigidité au fil du temps. Cependant, une limitation majeure du pré chargement est le temps nécessaire pour atteindre le degré de consolidation requis, qui est souvent si important (généralement des décennies) qu'aucun projet de construction n'a le luxe d'attendre aussi longtemps. La fourniture de drains verticaux, comme le montre la [figure 1.11](#), réduit le temps requis pour la consolidation du sol mou, et donc les deux techniques combinées, le pré chargement avec des drains verticaux, est l'une des méthodes les plus préférées pour l'amélioration du sol mou.

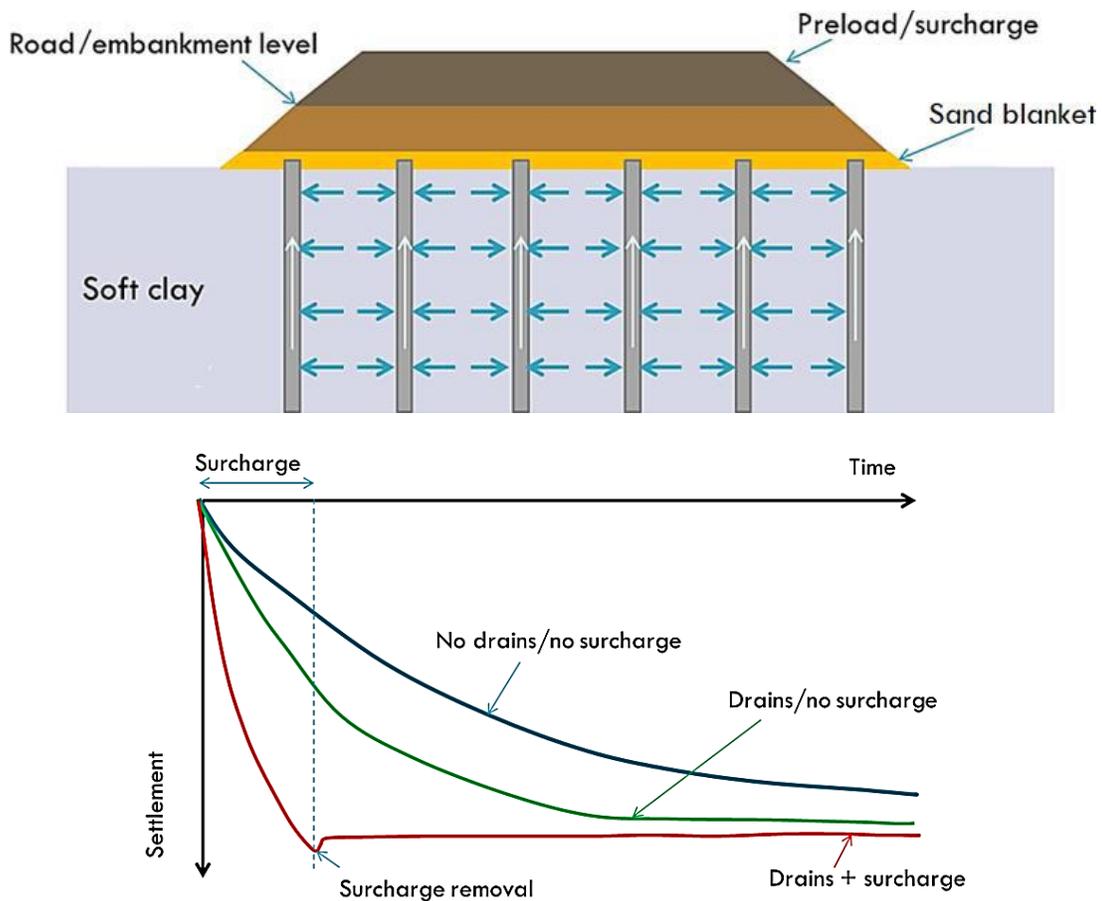


Figure 1.11 — Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.

1.4.5 Drainage vertical

L'utilisation de drains de sable est un autre moyen d'accélérer le tassement de consolidation des couches d'argile molles normalement consolidées et d'obtenir un pré compression avant la construction d'une fondation souhaitée. Les drains de sable sont construits en perçant des trous à travers la ou les couches d'argile sur le terrain à intervalles réguliers. Les trous sont ensuite remblayés avec du sable. Ceci peut être réalisé par plusieurs moyens, tels que (a) le forage rotatif puis le remblayage avec du sable ; (b) forage à la tarière à vol continu avec une tige creuse et remblayage avec du sable (à travers la vapeur creuse) ; et (c) enfoncer des pieux creux en acier. Le sol à l'intérieur du tas est ensuite projeté, après quoi le remblayage avec du sable est effectué. La [figure 1.12](#) montre un diagramme schématisé des drains de sable. Après remblayage des trous de forage avec du sable, une surtaxe est appliquée à la surface du sol.

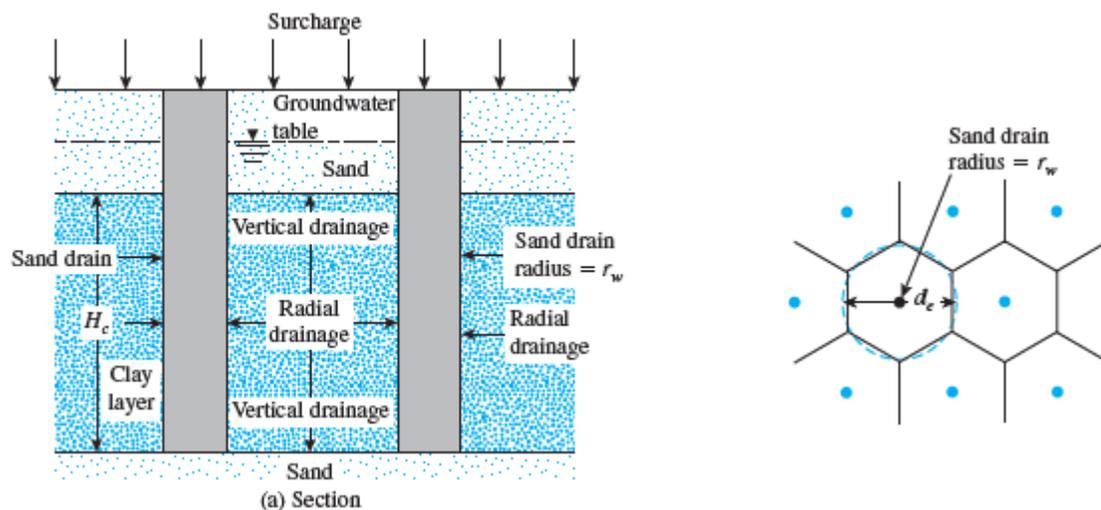


Figure 1.12 — Les drains verticaux.

Le supplément augmentera la pression interstitielle de l'eau dans l'argile. L'excès de pression interstitielle de l'eau dans l'argile sera dissipé par drainage - à la fois verticalement et radialement vers les drains de sable - accélérant ainsi le tassement de la couche d'argile. La [figure 1.12](#) montre le plan d'implantation des drains de sable. La zone efficace à partir de laquelle le drainage radial sera dirigé vers un drain de sable donné est approximativement cylindrique.

1.4.6 Explosion

La densification par explosion, également connue sous le nom de compactage explosif, ou explosion profonde, est utilisée pour densifier les sols sableux meubles depuis les années 1930 (Narsilio et al., 2009). Cette méthode implique fondamentalement le déclenchement de charges explosives à des profondeurs prescrites, générant des ondes de choc à travers le sol. De nombreuses études de cas ont montré son efficacité à densifier des dépôts granulaires non cimentés à des profondeurs importantes (jusqu'à 35 m ou plus). Les applications ont inclus des sites de barrage au Canada, en Inde, au Nigéria, au Pakistan et aux États-Unis, des tours de transmission, des centrales électriques, des projets d'aéroport, des autoroutes, des ponts, des mines, des plates-formes offshore et des îles artificielles, ainsi que la liquéfaction et des expériences sismiques. La densification par explosion est généralement plus efficace pour les gisements dont la densité relative est inférieure à environ 50 à 60% et pour les sols saturés à drainage libre (Narsilio et al., 2009). Il peut atteindre des densités relatives de l'ordre de 70 à 80%. Cette technique est limitée aux sols qui contiennent peu d'argile (généralement moins de 5%) avec un total ne dépassant pas 15-20% de fines (moins le tamis # 200).

Il est également important que l'état d'humidité soit tel qu'il n'y aura que peu ou pas de forces de tension superficielle (par exemple, mieux s'il est sec ou saturé). Ces limitations sont principalement dues à la nécessité de surmonter la résistance interne et de permettre la dissipation des pressions interstitielles générées par l'énergie dynamique libérée. Le dynamitage fonctionne en générant des ondes de choc radiales, ce qui provoque initialement une compression (ondes P) dans la masse du sol, suivie d'un front d'onde de raréfaction. Le cycle de compression et d'expansion crée une force de cisaillement qui contribue à l'effondrement de la structure du sol (Dowding et Hryciw, 1986; Narin van Court et Mitchell, 1998). La compression d'un sol meuble et saturé crée la génération d'une pression interstitielle positive excessive qui peut atteindre la contrainte effective initiale, créant ainsi un état de liquéfaction transitoire. Les effets peuvent être observés à la surface par un « saut » de surface transitoire et l'expulsion de la surpression d'eau (Figure 1.13). Dans ces conditions, le sol se réorganisera en une garniture plus dense à mesure que le grain du sol se recèdera. La densification devrait être importante, avec une plus grande densification dans les dépôts initialement plus lâches, démontrée par un tassement rapide après dynamitage jusqu'à 2 à 10% de l'épaisseur de la couche traitée.



Figure 1.13 — Exemple de dynamitage sur le terrain montrant l'expulsion de l'excès d'eau interstitielle.

1.4.7 Congélation

Il s'agit d'une mesure temporaire utilisée pour stabiliser une zone ou une zone de sol saturé pendant une opération de construction particulière (Figure 1.14). C'est un processus de construction potentiellement dangereux (d'importantes précautions sont nécessaires) et un dernier recours coûteux, mais c'est une technique utile dans certains cas. L'eau dans une masse de sol est gelée en installant des tuyaux de congélation étroitement espacés à travers lesquels une alimentation continue de liquide de refroidissement est passée.



Figure 1.14 — Stabilisation provisoire des parois d'un fond par la technique de congélation.

Le sol gelé a une capacité portante considérablement accrue, une résistance beaucoup plus élevée et une perméabilité proche de zéro. L'excavation (pour les tunnels, la fondation, etc.) peut se poursuivre en toute sécurité une fois le sol gelé. Le gel provoque une augmentation de volume qui dépend de la teneur en eau du sol, bien qu'une forte poussée du sol puisse être attendue, ce qui peut provoquer des problèmes similaires à ceux des argiles expansives si des précautions ne sont pas prises. Inversement, des tassements défavorables se produisent pendant la décongélation et ceux-ci peuvent également créer des effets secondaires indésirables. Les sables et graviers sont peu affectés car ils se drainent librement, alors que le mouvement peut être important dans les limons et les argiles.

1.4.8 Electro-osmose (assèchement électrocinétique)

L'application d'un courant électrique (potentiel électrique) à un sol saturé fera couler l'eau (et certaines molécules adsorbées chargées positivement) vers la cathode ou la borne négative. Si l'eau collectée à la cathode est éliminée (généralement par pompage mécanique), le résultat est une réduction de la teneur en eau, ce qui entraîne à son tour une consolidation de la masse du sol, avec un gain de résistance et une réduction correspondants est la compressibilité du sol. Ce processus est appelé électro-osmose, ou déshydratation électrocinétique. Il a été démontré que pour certains sols à grains fins à faible perméabilité, l'application d'un gradient électrique est plus efficace pour produire un écoulement d'eau qu'un gradient hydraulique. Les principes de l'électro-osmose ont été introduits dès les années 1930 par Casagrande (Hausmann, 1990) et ont été utilisés comme méthode de stabilisation des sols pour un certain nombre de types de projets et d'applications depuis lors. Ces projets comprennent des fouilles de construction, la remise en état des tassements différentiels, la stabilisation des pentes, la stabilisation des dépôts de sédiments et des résidus miniers, et plus encore. Les concepts ont également été utilisés pour faciliter le battage de pieux et pour la restauration de sols contaminés. Holtz (1989) a su un certain nombre d'histoires de cas où l'électro-osmose a été utilisée pour stabiliser les fondations de remblai. La littérature suggère que l'application classique la plus courante a été la stabilisation des pentes, généralement pour les applications d'urgence sur des glissières actives, soit comme solution finale, soit comme mesure récurrente jusqu'à ce qu'une solution plus permanente soit mise en œuvre. L'application de l'électro-osmose a connu une popularité mitigée depuis sa création en raison des coûts et des résultats mitigés, mais semble faire son retour en tant que méthode de

stabilisation alternative plus acceptée, en particulier dans les cas où les techniques d'assèchement plus conventionnelles se sont avérées difficiles et / ou où la vitesse de consolidation est critique.

1.4.9 Injections classiques

Tout d'abord, il convient de préciser que le coulis n'est pas un mélange spécifique. Le jointoiment est une méthode pour ajouter du matériau au sol, généralement en injectant un matériau fluidisé sous pression. Dans sa forme la plus simple, le jointoiment a été utilisé pour remplir l'espace vide dans un sol à pente ouverte ou grossier (ou des fractures dans la roche) afin de réduire les infiltrations. Le pompage d'une suspension de sols à grains fins dans des sols graveleux et des barrages en enrochement pour améliorer leur capacité à retenir l'eau est utilisée depuis de nombreuses années.

Aux fins de la discussion dans ce chapitre sur la stabilisation des adjuvants, le jointoiment se réfère généralement au jet grouting, où les matériaux d'adjuvant sont mélangés avec le sol environnant d'une manière similaire au mélange de sols profonds. Les différences sont que le mélange de jet grout implique l'introduction du mélange par des jets à haute pression capables de couper à travers le sol existant et de créer un mélange intime du mélange avec le sol environnant. Il en résulte souvent des colonnes traitées de diamètre nettement plus grand. L'efficacité du jet grouting dépend également du type de sol auquel il est appliqué, ainsi que du résultat souhaité de la masse de jet grouted. Un avantage distinct du jet grouting par rapport à de nombreuses méthodes de mélange présentées plus tôt dans ce chapitre est la capacité de mélanger avec une plus large gamme de types et de conditions de sol. Cela est principalement dû à la capacité des jets à haute pression de traverser les sols rigides, denses ou grossiers.

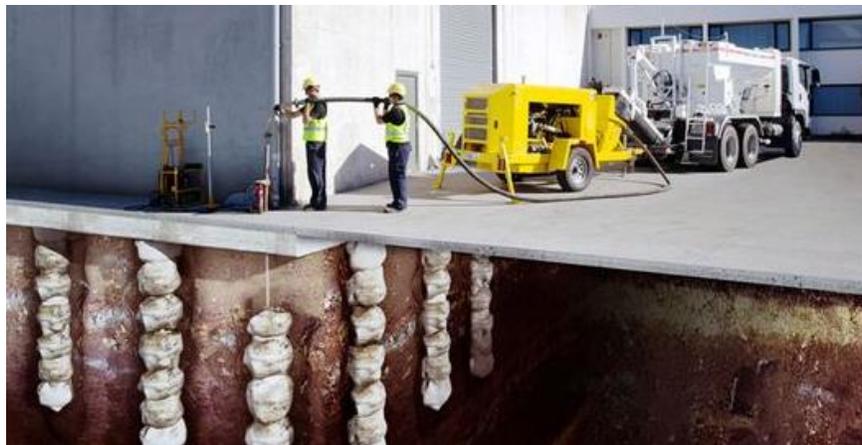


Figure 1.15 — Principe de renforcement des sols compressibles par inclusion rigide.

1.4.10 Colonnes ballastées

Une méthode actuellement utilisée pour augmenter la capacité portante des fondations peu profondes sur des couches d'argile molle est la construction de colonnes en pierre. Cela consiste généralement à projeter un vibroflot dans la couche d'argile molle pour faire un trou circulaire qui s'étend à travers l'argile jusqu'à un sol plus ferme. Le trou est ensuite rempli d'un gravier importé. Le gravier dans le trou est progressivement compacté au fur et à mesure que le vibreur est retiré. Le gravier utilisé pour la colonne de pierre a une taille de 6 à 40 mm. Les colonnes de pierre ont généralement un diamètre de 0,5 à 0,75 m et sont espacées d'environ 1,5 à 3 m de centre à centre. La figure 1.16 montre la construction d'une colonne de pierre.

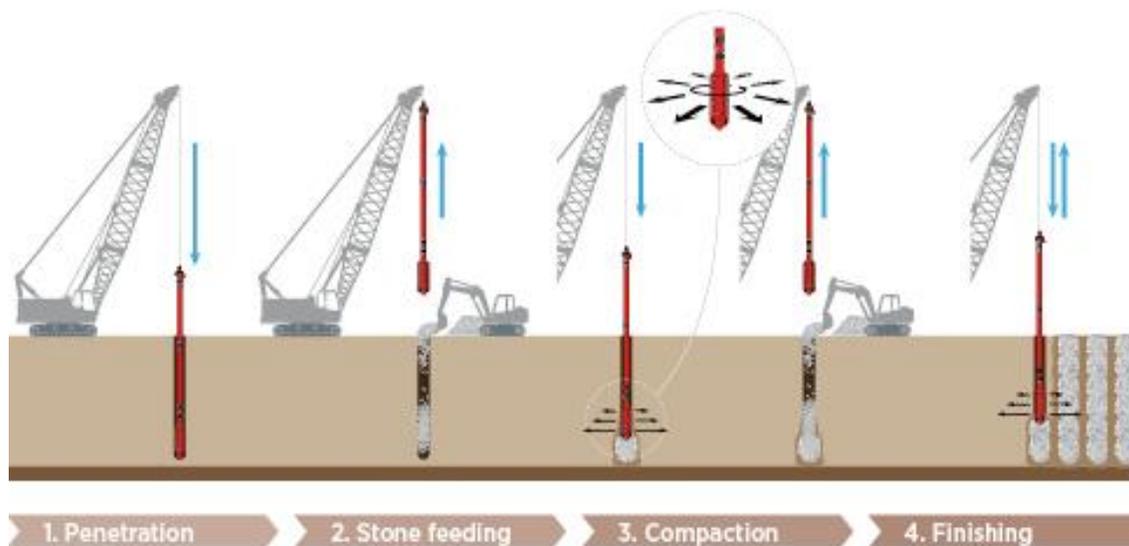


Figure 1.16 — Principe de renforcement des sols compressibles par inclusion rigide.

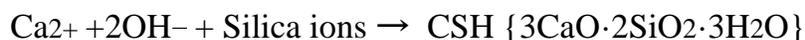
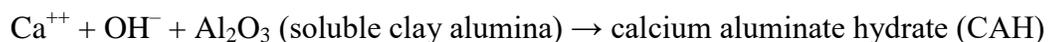
Une fois les colonnes de pierre construites, un matériau de remplissage doit toujours être placé sur la surface du sol et compacté avant la construction des fondations. Les colonnes de pierre ont tendance à réduire le tassement des fondations aux charges admissibles. Plusieurs études de cas de projets de construction utilisant des colonnes de pierre sont présentées dans (Hughes et al ;1974, Hughes et al. 1975, Mitchell et al. 1985), et d'autres travaux

1.4.11 Mécanismes de traitement à la chaux

Le traitement à la chaux peut améliorer les propriétés géotechniques et hydromécaniques des sols grâce à une série de réactions physico-chimiques, telles que l'hydratation de la chaux, l'échange de cations, la réaction pouzzolanique et la carbonatation (Bell, 1996 ; Le Runigo et al., 2009 ; Al-

Mukhtar et al., 2010a, 2010b ; Cuisinier et al., 2011a ; Mavroulidou et al., 2013 ; Deneele et al., 2016 ; Vitale et al., 2017 ; Zhang et al., 2017a) :

- a) **Echange cationique** : Les cations Ca^{2+} libres peuvent être adsorbés sur les minéraux argileux en remplaçant les cations monovalents ($\text{Al}^{+3} > \text{Ca}^{+2} > \text{Mg}^{+2} > \text{NH}^{+4} > \text{K}^{+} > \text{Na}^{+} > \text{Li}^{+}$) précédemment retenus par le sol, entraînant la floculation des particules du sol et la formation d'agrégats plus grossiers (Guney et al., 2007 ; Al-Mukhtar et al., 2010a ; Di Santé et al., 2014). Ces modifications induites par l'ajout de chaux vont encore améliorer la maniabilité du sol en réduisant la plasticité, le retrait et le gonflement du sol (Bell, 1996; Khattab et Fleureau, 2007; Al-Mukhtar et al., 2012; Al-Swaidani et al., 2016).
- b) **Floculation** : En raison de la floculation-agglomération, le changement de texture se produit lorsque les particules d'argile sont liées entre elles et forment des particules de grande taille. En raison de la concentration en électrolyte de l'échange cationique de l'eau augmente. La modification du sol est le résultat net de l'échange de cations et de la floculation-agglomération:
- la réduction de la couche d'eau adsorbée et la stabilisation se produisent ;
 - le frottement interne augmente, donnant une résistance plus élevée ;
 - plus de maniabilité atteint lorsque la texture du sol en plastique se transforme en matériau de type sable.
- c) **Réaction pouzzolanique** : L'ajout de chaux au sol modifie les propriétés du sol et cela est principalement dû à la formation de divers composés tels que l'hydrate de silicate de calcium (CSH) et l'hydrate d'aluminate de calcium (CAH) et aux changements de micro-tissus (réaction pouzzolanique).



Les sols, sources de silice et d'alumine, sont constitués de minéraux comme le quartz, les micas, les feldspaths et d'autres minéraux de silicate ou d'alumino-silicates, de nature

crystalline ou amorphe. Les minéraux argileux et les matériaux amorphes du sol sont les sources importantes de la plupart des sols.

Lorsqu'une quantité adéquate de chaux est ajoutée au sol, le pH du mélange sol-chaux est atteint à 12,4. à ces niveaux de pH élevés, la solubilité de la silice et de l'alumine est largement augmentée. Ainsi, tant que le calcium de la chaux reste dans le sol et que le pH reste suffisamment élevé pour maintenir la solubilité, la réaction pouzzolanique se poursuit.

d) **Carbonatation** : La carbonatation à la chaux est la réaction des ions Ca^{2+} avec le dioxyde de carbone dans l'atmosphère, atténuant la production de composés cimentaires et donc réduisant l'amélioration par le traitement à la chaux (Ciancio et al., 2014).

1.4.12 Utilisation des ajouts cimentaire (cendres volantes)

Les cendres volantes sont un sous-produit du processus de combustion du charbon pulvérisé généralement associé aux centrales électriques. C'est une poussière à grain fin et se compose principalement de silice, d'alumine et de divers oxydes et alcalis. Les cendres volantes sont de nature pouzzolanique et peuvent réagir avec la chaux hydratée pour produire des produits cimentaires. Pour cette raison, les mélanges de chaux et de cendres volantes peuvent être utilisés pour stabiliser les fondations et les fondations des autoroutes. Des mélanges efficaces peuvent être préparés avec 10 à 35 % de cendres volantes et 2 à 10 % de chaux. Les mélanges sol-chaux-cendres volantes sont compactés dans des conditions contrôlées, avec des quantités appropriées d'humidité pour obtenir des couches de sol stabilisées.

Un certain type de cendres volantes, appelées cendres volantes de « type C », est obtenu à partir de la combustion de charbon provenant principalement de l'ouest des États-Unis. Ce type de cendres volantes contient une proportion assez importante (jusqu'à environ 25 %) de chaux libre qui, avec l'ajout d'eau, réagira avec d'autres composés de cendres volantes pour former des produits cimentaires. Son utilisation peut éliminer le besoin d'ajouter de la chaux manufacturée.

1.5 Conclusion

Les facteurs qui interviennent dans le choix entre les différentes techniques d'amélioration sont assez divers tels que les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la destination de l'ouvrage à implanter sur ce sol, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

Les méthodes d'amélioration mécaniques et hydromécaniques des sols sont coûteuses. De plus, les méthodes d'amélioration thermiques des sols restent elles aussi efficaces mais dont l'emploi reste limité en raison de leurs coûts très élevés.

Par ailleurs, la méthode d'amélioration chimique des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Aisée à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet surtout d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de bonne qualité. Les ajouts cimentaires sont produits en Algérie en grandes quantités et à faible coût qui laissent prévoir que cette technique présente des considérations économiques acceptables.

Dans le chapitre suivant il est exposée une analyse des travaux effectués par des chercheurs concernant l'effet de la chaux, du sable, du ciment et des différents ajouts cimentaires ainsi que leurs combinaisons sur les différentes propriétés géotechniques des sols instables.

Chapitre 2

*Effet du sable et des ajouts cimentaires
sur les propriétés des sols*

2.1 Introduction

L'un des problèmes les plus difficiles dans les travaux de génie civil est lorsque le sol de fondation est argileux, connu sous le nom de sols argileux en possédant un taux élevé de teneur en argile qui conduit à un gonflement, une compressibilité élevée et une faible résistance au cisaillement si l'on permet d'augmenter l'eau contenu. Cette augmentation de la teneur en eau provient probablement des pluies, des inondations ou de la réduction de l'évaporation de surface lorsqu'une zone est recouverte d'un bâtiment ou d'une chaussée. Les sols argileux provoquent en grande partie la fissuration et la fracture de la chaussée, des voies ferrées, des remblais d'autoroutes, des routes, des fondations et des revêtements de canaux ou de réservoirs. Parfois, un ingénieur civil peut être confronté à une menace pour la construction, il est donc nécessaire d'améliorer les propriétés techniques du sol en utilisant le type de moyen pour atteindre la stabilité. Divers additifs, application organique ou non organique tels que ciment, chaux, sable, etc., ou une combinaison de ceux-ci entraînant la transformation des propriétés d'indice du sol pouvant impliquer la cimentation de particules.

Ce chapitre propose une revue complète avec un résumé sur la méthode chimique pour l'amélioration des sols. L'accent est mis sur l'effet du mélange de matériaux de chaux et de sable en tant que mélange lorsqu'il est mélangé avec des sols argileux doux.

2.2 Influence de la chaux

2.2.1 Limites d'Atterberg

(Little et al., 1995) montre que le traitement à la chaux entraîne une réduction substantielle de la plasticité et le sol devient souvent non plastique. Généralement, les sols à haute indice de plasticité et en argile nécessitent de plus grandes quantités de chaux pour atteindre l'état non plastique, si cela peut être réalisé. Les premiers incréments de chaux ajoutés sont les plus efficaces pour réduire la plasticité. La texture limoneuse et friable du sol traité entraîne une nette augmentation de la maniabilité. Le niveau amélioré de maniabilité accélère la manipulation et le placement ultérieurs du sol traité. La figure 2.1 résume les changements immédiatement identifiables de la limite de liquidité et de l'IP pour les sols de l'Illinois et du Texas en fonction du pourcentage de chaux ajoutée.

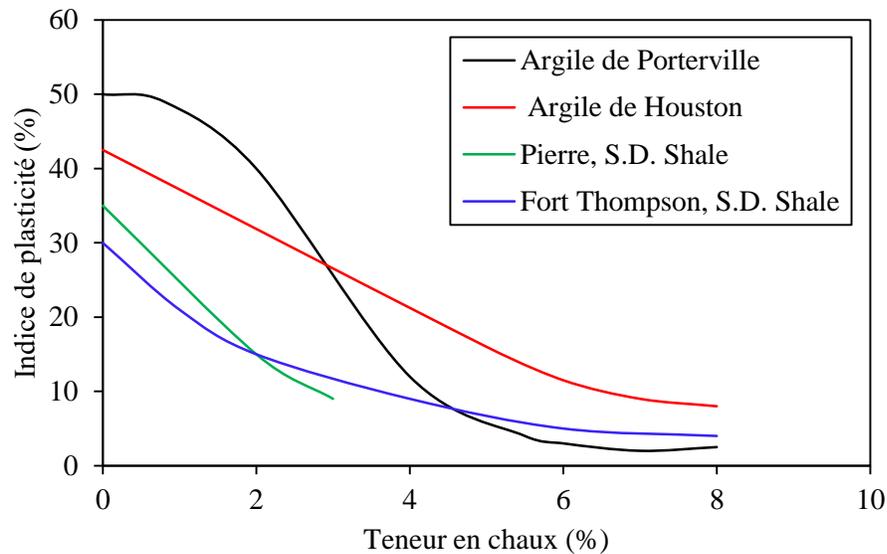


Figure 2.1 — Différents pourcentages de chaux sont nécessaires pour réduire la plasticité aux niveaux souhaités pour différents sols (Little et al. 1995).

La figure 2.1 montre une diminution de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de chaux ajoutée au sol, ces types des sols possèdent une réactivité pouzzolanique. Emeh and Igwe (2016) montre les changements des limites d'Atterberg pour plusieurs sols, y compris une argile de Beaumont qui développe un gain de résistance uniquement avec un durcissement prolongé (à long terme) Tableau 2.1, notez que bien que ce sol ne développe pas immédiatement un gain de résistance pouzzolanique significatif, il démontre immédiatement des changements de propriétés physiques substantiels et précieux qui influencent le comportement et la performance du sol dans la structure de la chaussée.

Table 2.1 — Limites d'Atterberg pour les sols naturels et traités à la chaux (Little et al., 1987).

Sol	Classification selon (USCS)	Sol naturel		3 % Chaux		5 % Chaux	
		LL	PI	LL	PI	LL	PI
Bryce B	CH	53	29	48	21		NP
Clay Till	CL	49	27	51	12	59	11
Cowden B	CH	54	3	47	7		NP
Drummer B	CH	54	31	44	10		NP
Fayette C	CL	32	10		NP		
Hosmer B	CL	41	17		NP		
Piasa B	CH	55	36	48	11		NP
Illinoian Till	CL	26	11	27	6		NP

2.2.2 Paramètres de compactage (Proctor)

Emeh et al. (2016) ont constaté que l'addition de la chaux provoqué une augmentation de la teneur en eau optimale (ω_{opt}) et une diminution de la masse volumique sèche. La teneur en eau optimale a augmenté de 12,5% tandis que la masse volumique sèche a diminué de 0,15 mg/m^3 lors de l'ajout de 8% de chaux à l'argile. Okagbue (2007) a expliqué que la diminution de la γ_{d-max} est due à la floculation et à l'agglomération des particules d'argile (causées par la réaction d'échange de cations) entraînant une augmentation du volume vide résultant de la réduction du rapport poids-volume. L'augmentation de la ω_{opt} est due à l'hydratation de la chaux vive (réaction de la chaux vive et de l'eau pour former de l'hydroxyde de calcium).

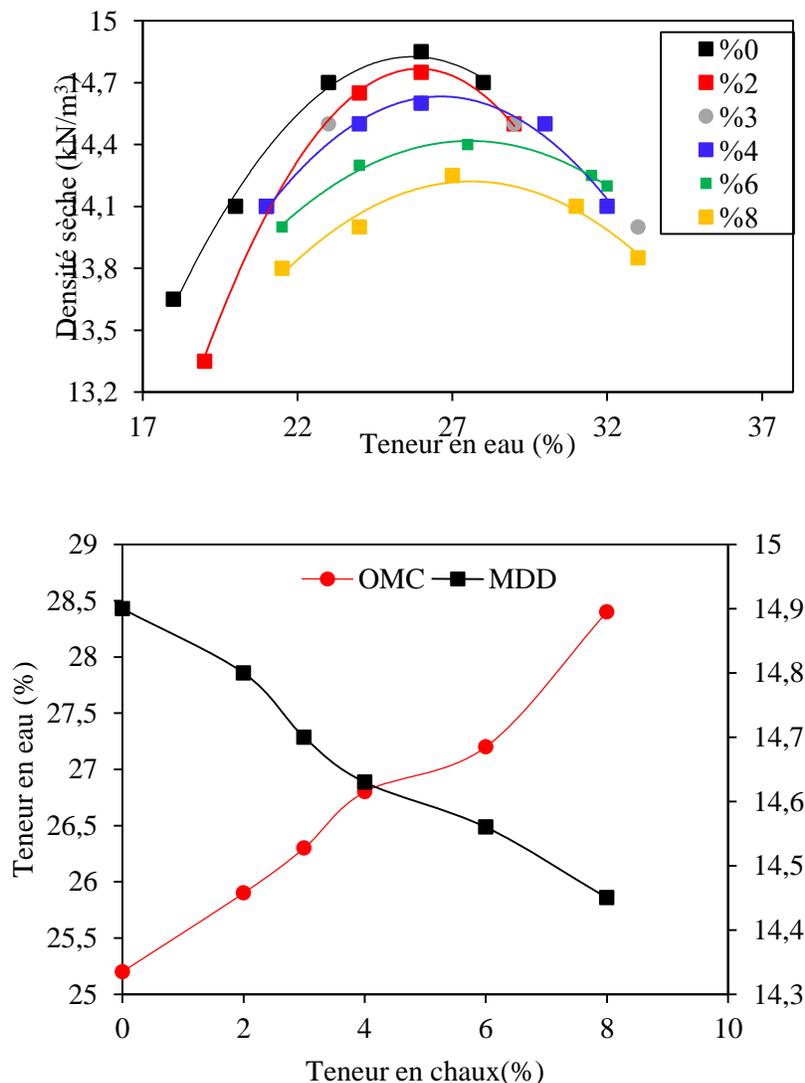


Figure 2.1 — Résultat d'essais de compactage à différentes teneurs en chaux Emeh et al, (2016).

Une réaction exothermique qui conduit normalement à l'assèchement du sol et nécessite donc plus d'eau pour la réaction ultérieure, qui est la dissociation de l'hydroxyde de calcium en courbe de compactage Ca^{2+} que celle du mélange cendres de bois-sol. Ceci a également été observé par [Sweeney et al. \(1988\)](#) qui ont expliqué que l'aplatissement est dû aux réactions de cimentation de pré-compaction à court terme causées par la chaux. Cette cimentation se concentre principalement entre les bords/faces des particules inter-argiles offrant une plus grande résistance au compactage. [Nicholson et al. \(1994\)](#) et [Ismail \(2006\)](#) ont en outre expliqué que l'aplatissement des courbes de compactage permet d'atteindre plus facilement la densité requise sur une plus large plage de teneurs en eau, économisant ainsi du temps, de l'effort/de l'énergie, et donc une réduction des coûts d'exploitation.

2.2.3 La perméabilité

La perméabilité du sol peut changer considérablement en réponse à trois effets : la dissolution des minéraux, les réactions d'échange d'ions et la dessiccation due au déplacement de l'eau par des fluides hautement organiques. L'addition de chaux à un système de sol et d'eau produit les deux premiers effets. Les résultats des effets de la dissolution des minéraux et de l'échange d'ions, lorsque l'ion est Ca^{++} , sont une augmentation de la perméabilité, au moins initialement. En fait, [Townsend et Klyn \(1966\)](#) ont constaté des augmentations significatives de la perméabilité lors du traitement à la chaux des sols et ont lié cette augmentation de la perméabilité à l'augmentation du volume des pores due à la floculation. [Ranganatham \(1961\)](#) a trouvé une augmentation de 10 fois de la perméabilité dans les argiles expansives traitées à la chaux. D'autres chercheurs ([McCallister et Petry, 1990](#)) ont constaté que les sols initialement traités à la chaux présentent une augmentation de la perméabilité suivie d'une diminution en raison du produit pouzzolanique qui s'accumule dans les régions interstitielles. La perméabilité de bon nombre de ces sols stabilisés à la chaux reste considérablement supérieure à celle du sol naturel. Cependant, dans certains sols réactifs à la chaux, la perméabilité diminue avec le durcissement et les réactions pouzzolaniques associées à environ celle du sol naturel.

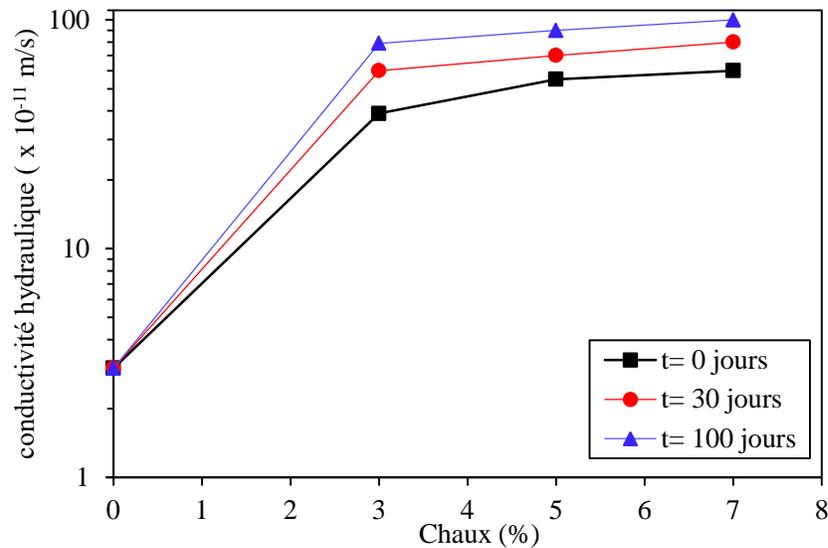


Figure 2.2 — Variation de la perméabilité en fonction de pourcentage de chaux et le temps de cure (Nalbantoglu et al., 2001).

2.2.4 Paramètres œdométriques

Dans la littérature, une considération primordiale a été accordée à l'effet de traitement à la chaux sur les caractéristiques de résistance et de gonflement des sols expansifs (Tuncer et Basma, 1991; Nicholson et al. 1994). L'exception est une étude menée par Nalbantoglu et Tuncer (2001) qui ont évalué la compressibilité d'un mélange argilo-calcaire. Par conséquent, une série d'essais de consolidation unidimensionnels a également été menée sur des éprouvette de sol traités à la chaux pour étudier les effets de la chaux sur leurs caractéristiques de consolidation.

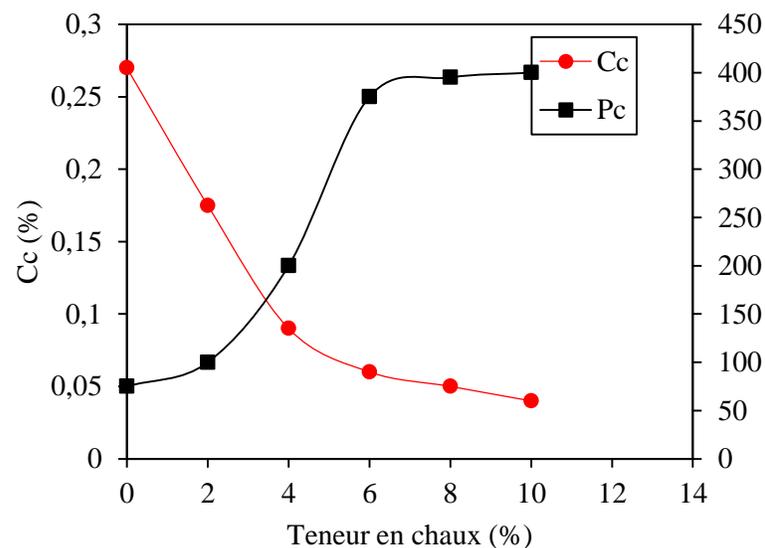


Figure 2.3 — Variations du Cc et la Pc en fonction de la teneur en chaux (Ouhadi et al. 2014).

En raison de la réaction d'échange de cations, une augmentation de la floculation et de l'agrégation a provoqué un effet de pré-consolidation induit chimiquement, entraînant une augmentation de la contrainte effective verticale et une diminution des caractéristiques de compressibilité. Il ressort d'une comparaison des courbes de compression des figures 2.4 qu'il y a eu une augmentation de la pression de pré-consolidation. Ces chiffres suggèrent également que le temps de durcissement n'a pas eu d'effet considérable sur les pressions de pré-consolidation. Un temps de durcissement de 28 jours a semblé fournir un traitement efficace.

2.2.5 Compression uniaxial

Plusieurs chercheurs ont utilisé diverses méthodologies pour évaluer l'évolution de la résistance des sols crus et durcis (déterminée en laboratoire) par rapport à la teneur en chaux (Fig2.5). Les méthodes prédominantes étaient la résistance à la compression uniaxial (R_c) et le California Bearing Ratio (CBR). Un certain nombre de chercheurs ont également utilisé l'essai triaxial et la résistance à la traction par fendage ou à la flexion pour évaluer la résistance au cisaillement (Little, 2000). Thompson [Bebauer Jr. et Thompson \(1972\)](#) ont déclaré que la réduction de la plasticité et l'amélioration des caractéristiques de compactage entraînent des gains de résistance instantanés (non durcis) et que la résistance de R_c augmente jusqu'à 60% en raison de la réaction pouzzolanique après un durcissement de 28 jours. Les chercheurs ont démontré que l'incorporation de la chaux comme additif pour stabiliser les sols à grain fin permet une augmentation significative de la cohésion du sol et une légère amélioration de l'angle de frottement interne.

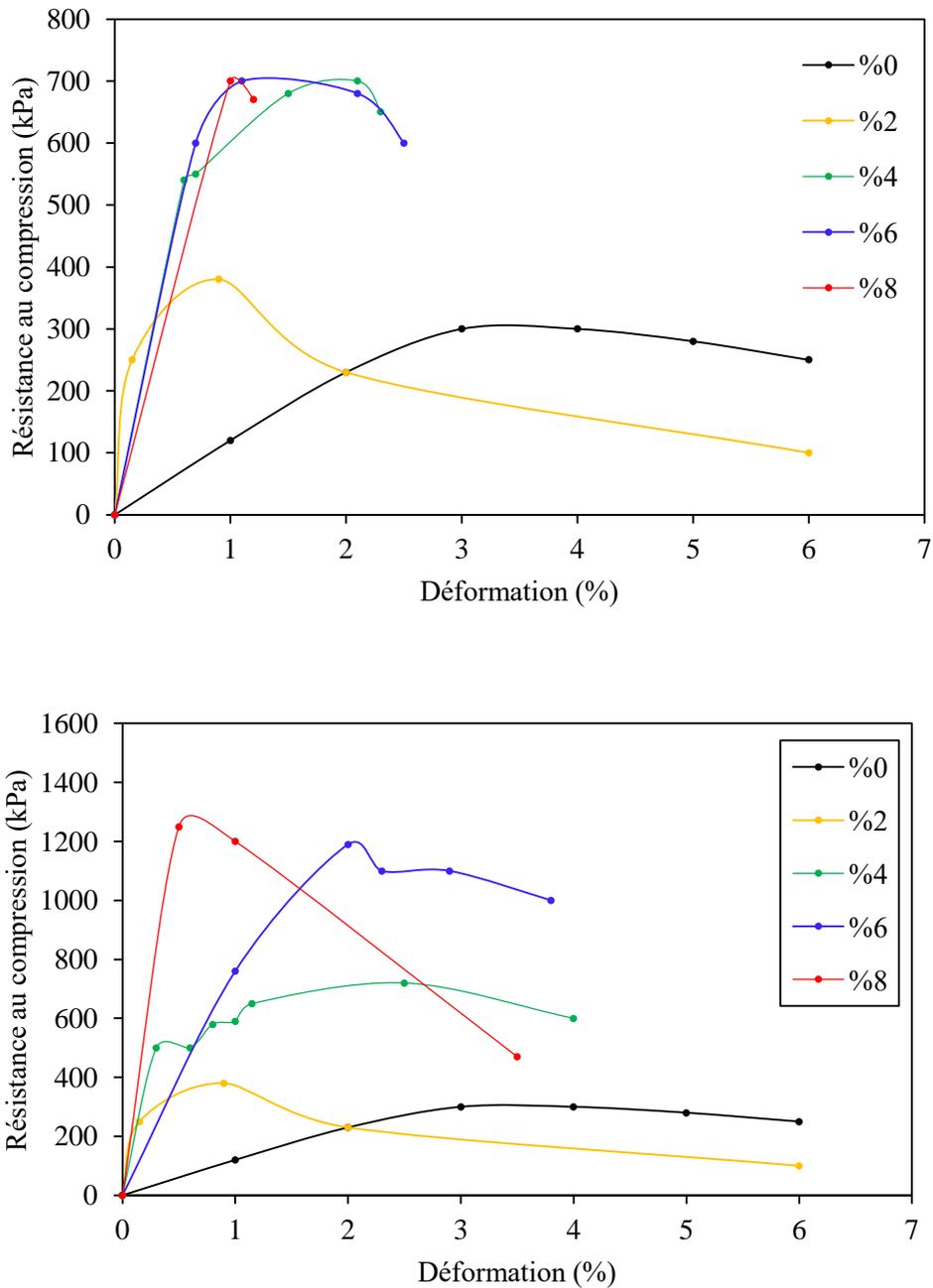


Figure 2.4 — Effet de la chaux sur la résistance du sol avec le temps de cure: (a) 7 jours et (b) 28 jours (Al-Taie et al., 2018).

Eades et Grim (1966) ont effectué des UCS sur six sols avec différentes minéralogies. Ils ont établi que le pourcentage de chaux ajoutée et la minéralogie du sol sont les facteurs les plus importants qui affectent le gain de résistance maximal. Mallela et al. (2004) ont déclaré que les propriétés du sol traité affectent le gain de résistance au fil du temps. Ces propriétés sont le pH du

sol, la teneur en carbone organique, le drainage naturel, les quantités excessives de sodium échangeable, la minéralogie argileuse, le degré d'altération, la présence de carbonates, le fer extractible, le rapport silice-sesquioxyde et le rapport silice-alumine. La stabilisation des sols acides à la chaux a montré une évolution moindre de l'UCS par rapport à celle des sols alcalins (Kassim et Chern, 2004). Doty et Alexander (1968) ont trouvé des résistances identiques pour l'échantillon de sol durci pendant sept jours à 38°C et celui durci pendant 28 jours à 23°C. L'environnement de durcissement, la période de durcissement, la minéralogie du sol et la quantité de chaux ajoutée affectent de manière significative le gain de résistance.

2.2.6 Paramètres de cisaillement

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition de la chaux sur la résistance au cisaillement des sols instables à traiter. Plusieurs chercheurs (Osula, 1991 ; Gay and Schad, 2000 ; Muntohar and Hantoro, 2000 ; Bagherpour and Choobbasti, 2003 ; Lin et al. 2007) ont montré que le traitement des sols instables à l'aide de la chaux provoque une augmentation de la résistance au cisaillement de ces sols traités par rapport aux sols naturels (Figure 2.6).

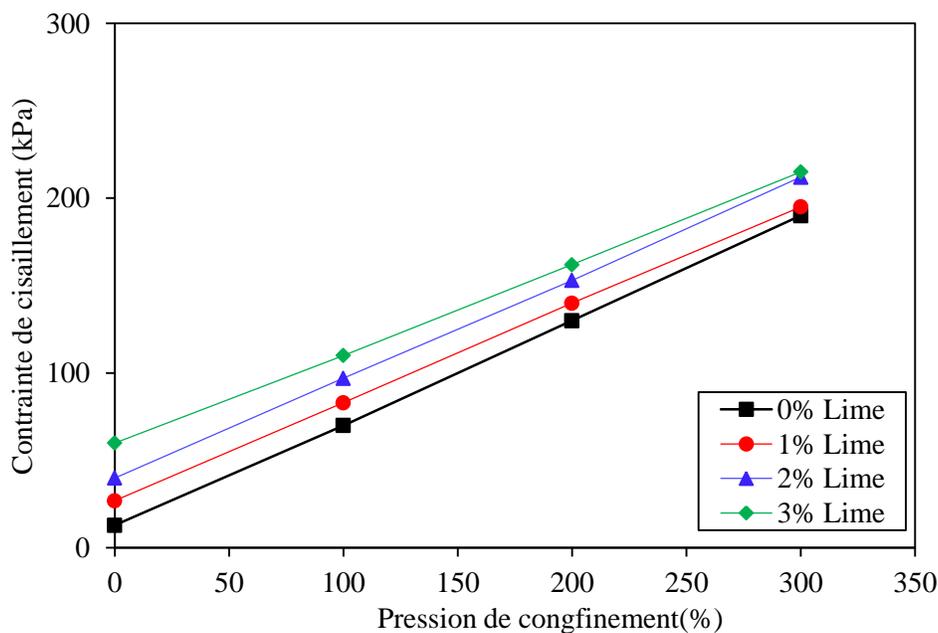


Figure 2.5 — Variation des paramètres de cisaillement des sols traités à la chaux (Osula, 1991)

Le temps de cure est un facteur important dans l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons traités. L'augmentation de la cohésion est attribuée à la cimentation des particules tandis que celle de l'angle de frottement est due à la floculation des mêmes particules.

En fin, les résultats obtenus par [Muntohar et Hantoro \(2000\)](#) montrent que pour un dosage en chaux de 10, l'angle de frottement interne et la cohésion se sont devenus respectivement 1.7 et 1.3 fois plus grand que celui du sol non traité. L'augmentation de l'angle de frottement interne est due à la floculation des particules des sols par l'action de chaux à court terme, tandis que celle de la cohésion est attribuée à la formation des nouveaux produits de cimentation (C-S-H et C-A-H) suite à la réaction pouzzolanique de chaux qui intervient à plus long terme. Ces produits font augmenter la cohésion des particules du sol stabilisé.

2.2.7 Paramètres dynamiques

Très peu d'études ont été réalisées sur des sols cohésifs stabilisés avec différents types de produits chimiques, comme la chaux, pour améliorer leurs propriétés dynamiques. [Fahoum et al. \(1996\)](#) indiquent que, les valeurs G_T/G_U augmentaient continuellement avec l'ajout de chaux. Cependant, le taux d'augmentation a diminué au-delà d'une teneur en chaux de 7 à 8 %. On s'attend à ce qu'un maximum se produise à une teneur en chaux supérieure aux 8 % utilisés dans cette étude. Cependant, une teneur en chaux supérieure à 8 % est rarement utilisée dans la pratique. Pour déterminer une teneur optimale en chaux (PFC) en ce qui concerne la propriété dynamique similaire à celle associée à la propriété statique, nous définissons la quantité de chaux à laquelle le taux maximum d'augmentation de la propriété dynamique se produit comme la teneur dynamique optimale en chaux. Ces observations sont expliquées plus en détail par un examen de la littérature traitant de la résistance statique des sols traités à la chaux. La littérature indique que la quantité de chaux nécessaire au développement de la résistance dépend du minéral ([Eades et Grim 1960](#)). Les minéraux argileux, qui ont un déficit de charge, des particules plus petites et une plasticité élevée, ont une capacité d'échange cationique beaucoup plus élevée pour combler ce déficit de charge ([Little 1987](#)). La première étape de la réaction chaux-sol est l'échange cationique. [Eades et Grim \(1960\)](#) ont mené une étude approfondie de la réaction pouzzolanique de la montmorillonite, la montmorillonite, avec sa capacité d'échange élevée, s'est avérée nécessiter une certaine quantité de chaux pour que la force commence à augmenter considérablement. [Ozier et al \(1977\)](#) ont conclu que les sols ayant une surface élevée et une capacité d'échange élevée développeraient moins de résistance à faible teneur en calcaire que ceux ayant une surface plus petite et une capacité d'échange plus faible.

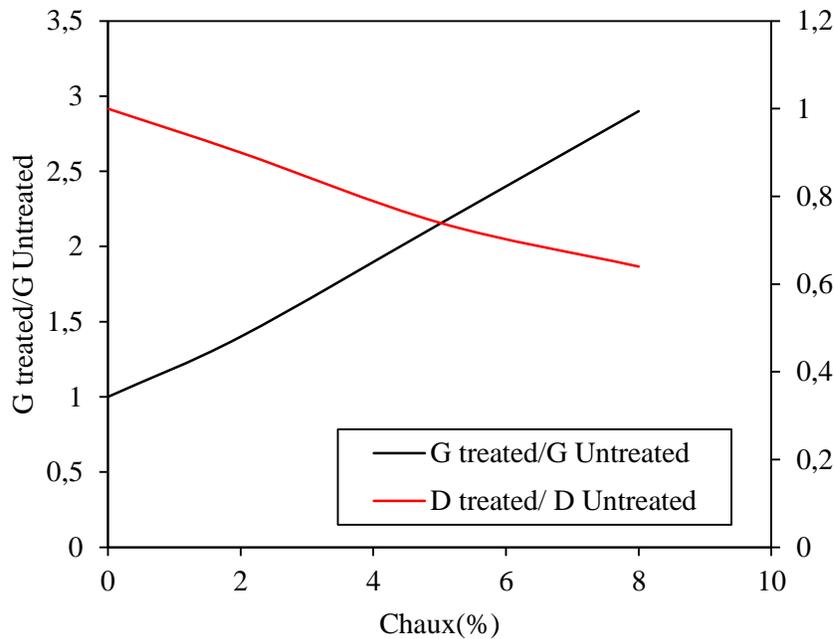


Figure 2.6 — Variation des paramètres dynamiques des sols traités à la chaux (Fahoum et al. 1996).

Des résultats similaires ont également été obtenus par Moore et al (1971) et par Ford et al. (1982). Ceci explique la réponse prononcée de la kaolinite à 1-2% de chaux par rapport à la réponse des sols de montmorillonite montré dans la Fig.2.7. La diminution de G pourrait être attribuée au fait qu'à des teneurs plus élevées en chaux (5 % ou 8%), la densité sèche maximale diminue, et par conséquent, la rigidité diminue (Alexander et al. 1972).

2-3 Influence du sable

2.3.1 Limites d'Atterberg

Amria et al. (2019) ont étudié le changement de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de sable utilisées. Les résultats obtenus montrent que l'ajout de sable à l'argile a une influence directe sur la limite de liquide et l'indice de plasticité, on observe que la limite de liquide et d'indice de plasticité sont diminués avec l'augmentation de la quantité de sable dans les mélanges. Un comportement similaire est observé dans d'autres études comme celles de (Haddadi et al. 1999, Farooq et al 2009 ou Kolay et al 2016).

Ceci s'explique par la diminution de la teneur en fines qui contribuent à la plasticité. Ainsi, le nombre de liaisons entre les particules d'argile est réduit avec l'augmentation des liaisons particules sable-argile (sable-argile) ou des liaisons particules sable-sable.

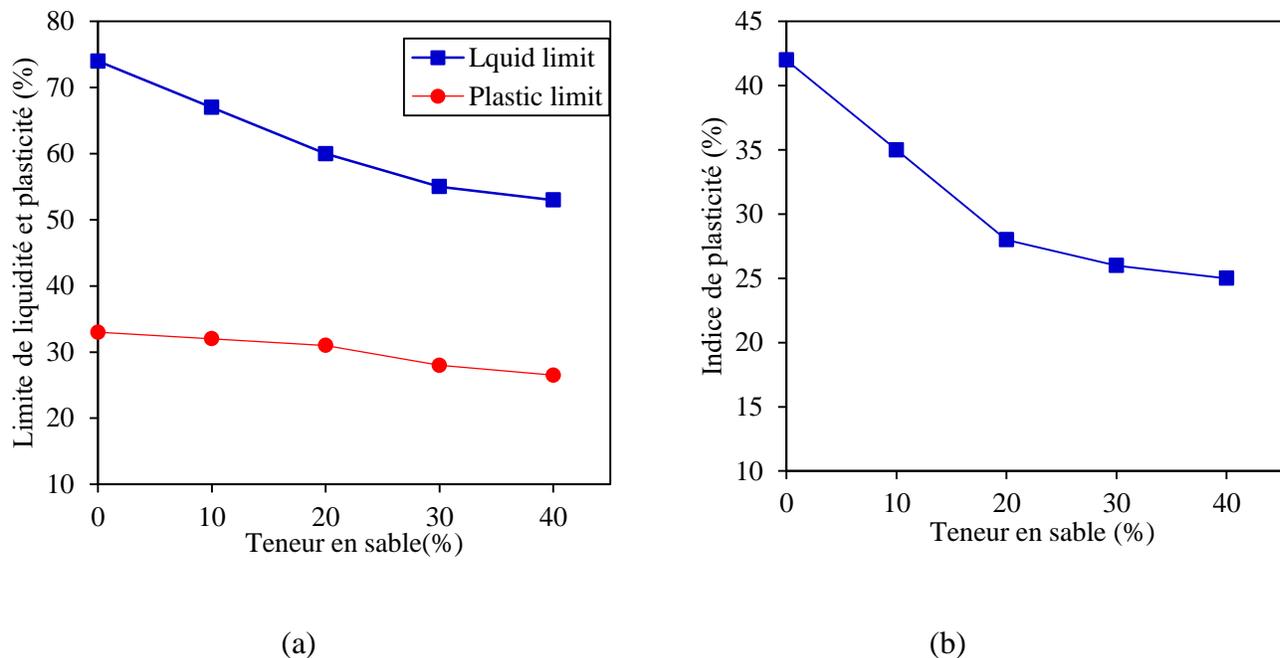


Figure 2.7 — Évolution des limites d'Atterberg avec le sable des dunes (a) Limite liquide, limite plastique ; (b) Indice de plasticité [Amria et al \(2019\)](#).

L'observation de la variation de plasticité (limite de liquide et indice de plasticité) pour les deux fractions granulométriques du sable a montré une influence de la granularité du sable ajouté. Cela peut être dû à la surface spécifique totale d'adsorption d'eau de l'échantillon qui dépend de la taille des grains de sable. Cette surface spécifique est plus importante lorsque les particules de sable sont plus fines permettant aux mélanges d'absorber l'eau en plus grande quantité et d'offrir une plasticité relativement plus importante.

2.3.2 Paramètres de compactage (Proctor)

Les paramètres de compactage (γ_{d-max} , ω_{opt}) sont la référence pour déterminer la qualité du compactage pour n'importe quel sol. Ajout de sable à un sol à grain fin change les caractéristiques de compactage du sol à grain fin changent en raison de la modification de la gradation des matériaux. [Amria et al. \(2019\)](#) étudié l'évolution de la densité sèche et la teneur en eau optimal en fonction de la teneur en sable (%) à une énergie de compactage de 600 kJ/m³ (compactage normal). D'après la figure 2.9, on constate qu'avec l'augmentation de la teneur en sable, La masse volumique sèche maximale augmente et la teneur en eau optimale diminue. L'effet bénéfique du mélange de sable dans un sol plus faible est progressivement devenu plus expressif à mesure que le pourcentage de sable ajouté augmente. Un comportement similaire a été observé par d'autres chercheurs, en étudiant l'argile traitée avec du sable sur les paramètres de

Proctor (Ola, 1981; Bengraa et al., 2009 ; Mekkiyah et Al-Khazragie 2015, Kolay et Ramesh 2016) ont étudié le comportement mécanique d'une argile gonflante traitée en ajoutant deux types de sable.

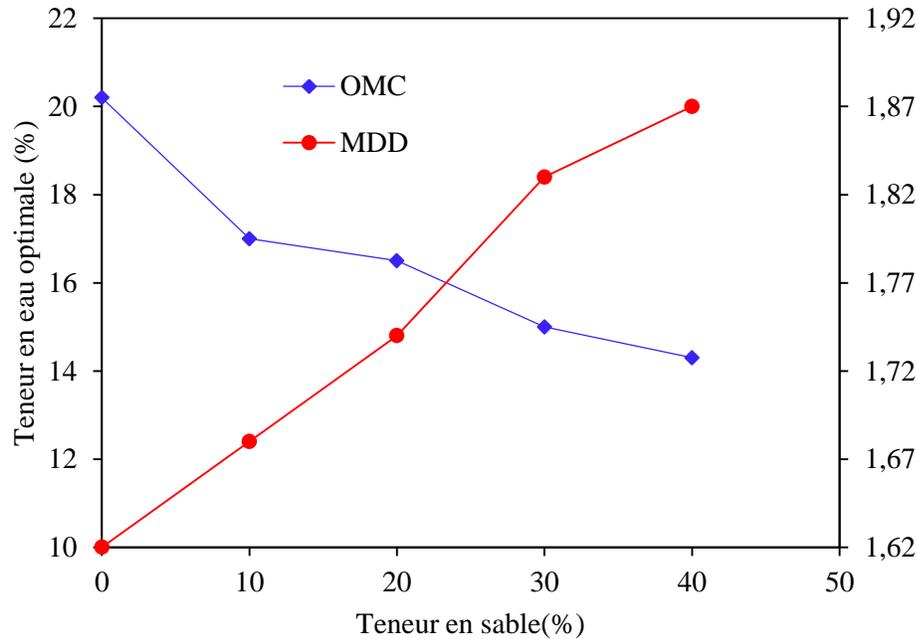


Figure 2.8 — Evaluation des paramètres de compactage Amria et al. (2019).

2.3.3 Compression uni axiale

Amria et al. (2019) ont reporté que la résistance à la compression uni axial d'un sol de forte plasticité traité à la chaux et sable ont été fortement modifiés. Les courbes contrainte-déformation obtenues pour l'essai de compression non confinée pour des mélanges d'argile avec différents pourcentages de sable de dunes, sont présentées sur les figures 2.10a et b. On constate que toutes les courbes ont une forme similaire. Les contraintes augmentent rapidement montrant une grande rigidité. Les valeurs de déformation à la rupture sont comprises entre 2% et 3%. La forme des courbes est caractéristique d'une rupture plastique et la forme post-rupture reflète l'existence d'une résistance résiduelle. D'après les résultats de la figure 2.10a, b, il est déduit la proportion maximale d' R_c par rapport à l'ajout de sable présentés dans la figure 2.10a, b. On observe une augmentation de l' R_c maximum avec l'augmentation du pourcentage de sable de dunes, atteignant un maximum de 30 % de sable de dunes avant de commencer à diminuer (Fig. 2.10a). En raison de la légère baisse de résistance à la compression pour une proportion de 40 % de sable de dunes,

il n'est pas jugé nécessaire de poursuivre l'investigation pour des proportions plus importantes (Frempong 1995 ; Dayioglu et al. 2017 ; Modarres et Nosoudy, 2015).

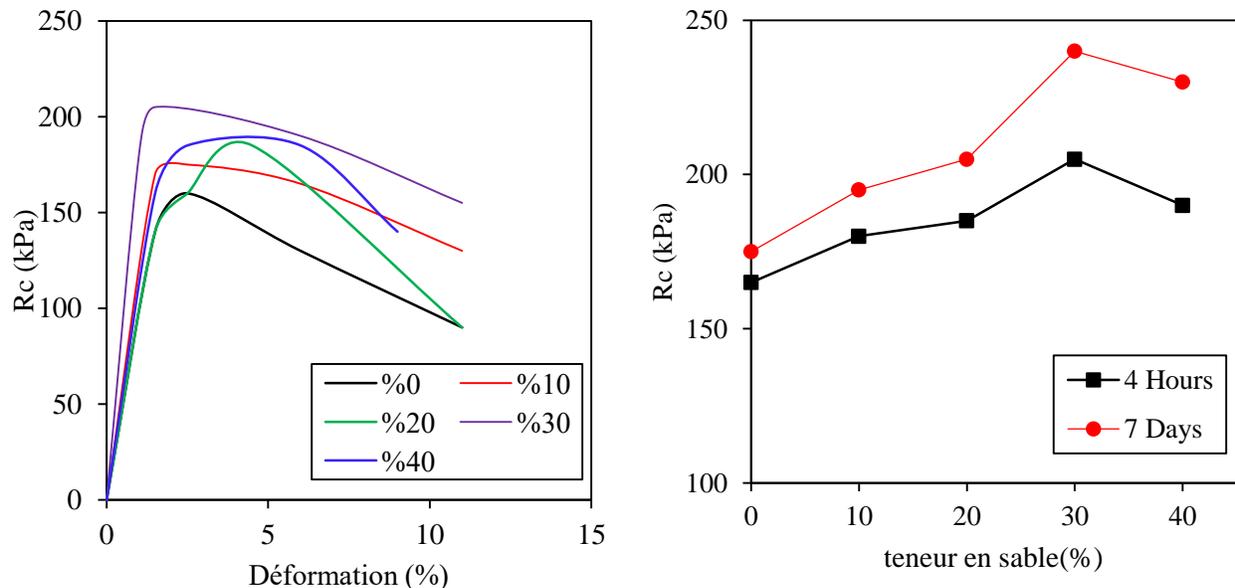


Figure 2.9 — Effet du sable sur la résistance du sol Amria et al. (2019).

2.3.4 Résistance au cisaillement

Les sables globalement et le sable des dunes en particulier présentent une faible cohésion et un angle de frottement élevé, pour cela l'addition de ce sable fait augmenter l'angle de frottement interne des sols fins et fait diminuer par la suite leurs cohésions. Plusieurs chercheurs (Bendhia, 1998 ; Gueddouda et al, 2008) ont étudié l'influence du sable sur les paramètres de cisaillement des sols argileux stabilisés (figure 2.11). Bendhia (1998) a montré que le traitement de sols argileux par l'addition du sable des dunes provoque une diminution de la cohésion.

On observe une baisse de la cohésion quand la teneur du sable de dune augmente. La cohésion devient pratiquement nulle lorsque le mélange contient 30 % de sable. L'angle de frottement interne, reste pratiquement constant lorsque la teneur du sable augmente, puis il diminue légèrement pour se stabiliser à la valeur relative au sable seul.

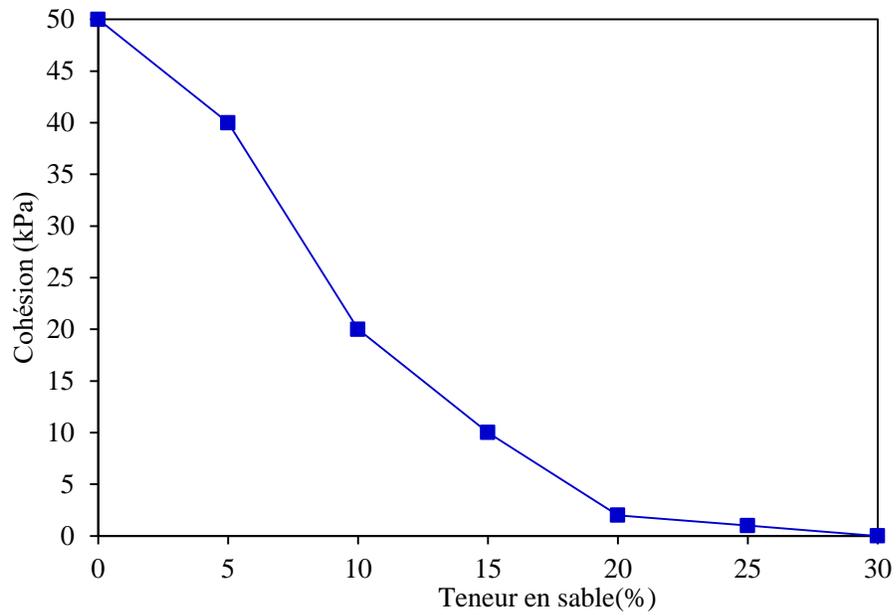


Figure 2.10 — Effet de la teneur en sable de dune sur la cohésion Gueddouda et al, 2008.

Le même comportement est observé par Gueddouda et al. (2008). Les auteurs ont observé une augmentation de l'angle de frottement et une diminution de cohésion (figure 2.12).

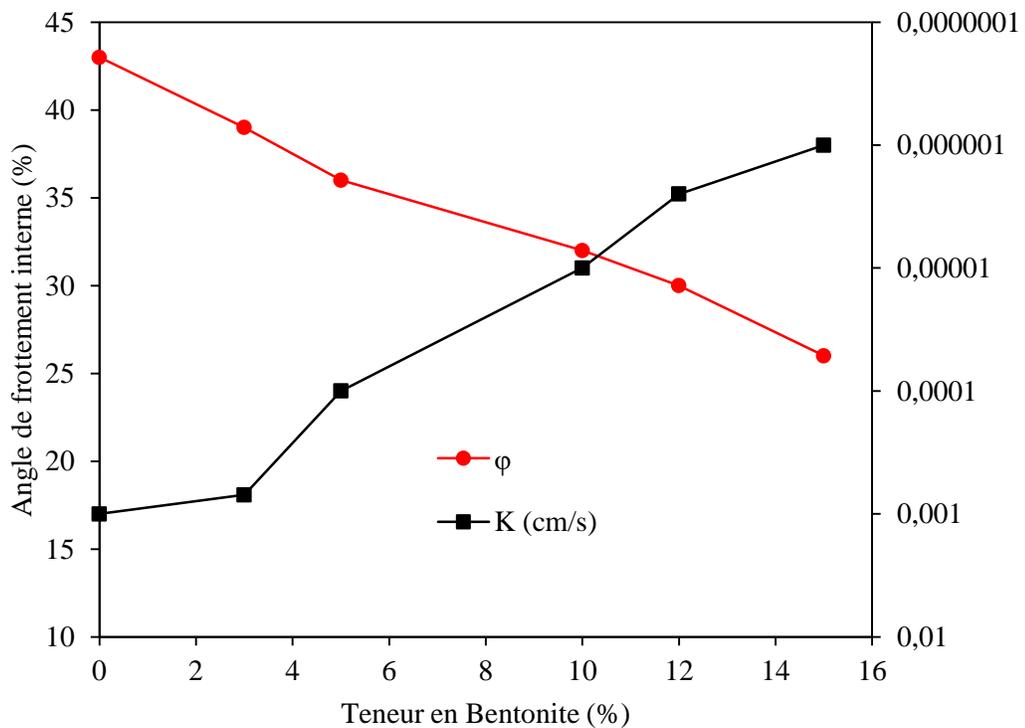


Figure 2.11 — Evolution de l'angle de frottement Gueddouda et al., 2008.

2-3-5 Paramètre œdométrique

Les propriétés gonflantes du sol argileux sont comparées à celles du mélange à 30% de sable dunaire. Un essai œdométrique de gonflement libre est réalisé sur chacun des deux sols compactés (argile seule et mélange d'argile avec 30% de sable de dunes) [Amria et al. \(2019\)](#). La [figure 2.13](#) montre les courbes de gonflement libre enregistrées sur les deux échantillons compactés.

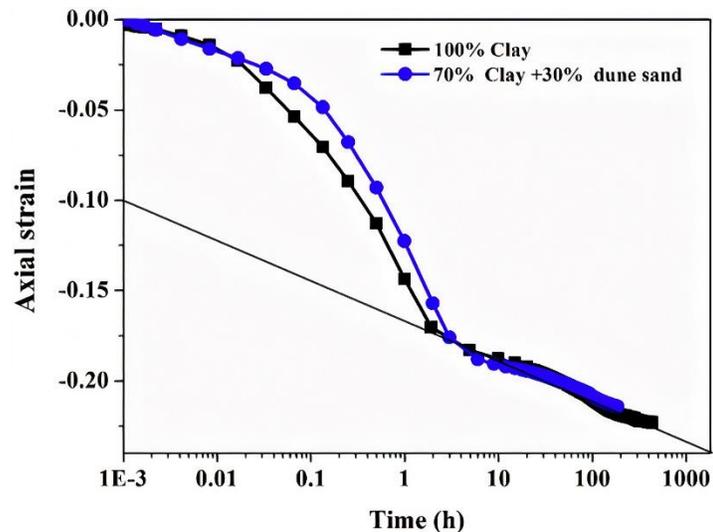


Figure 2.12 — Essais œdométriques de gonflement libre sur argile compactée

Ces résultats indiquent que l'argile est très gonflée (l'analyse par diffraction des rayons X a révélé la présence de montmorillonite) et que la présence de sable n'empêche pas le gonflement libre. On aurait pu s'attendre à ce que le mélange argilo-sable dunaire gonfle moins, car les particules de sable, plus grosses que celles de l'argile. Les particules de sable pourraient créer plus de vides contenant au moins une partie du gonflement de l'argile. Cependant, ce n'est pas le cas, les valeurs du taux de vide des échantillons de sol à la fin de l'opération de compactage sont très proches. De plus, comme l'essai est réalisé sur un mélange argile-sable très compacté, le gonflement observé pourrait être le résultat du gonflement de l'argile et en même temps d'une dilatation générale de l'ensemble du fait du déchargement mécanique de l'échantillon. Enfin, on peut se demander si le compactage doit être effectué à des valeurs de Proctor optimales ou inférieures, car dans ce cas, nous aurions un volume de vide à l'intérieur du mélange qui pourrait être capable d'absorber le gonflement de l'argile.

2.3.6 Paramètres Dynamiques

Fei et al. (2017) ont montré que, l'ajout des particules grossières a entraîné une augmentation du module de cisaillement. Ce phénomène peut s'expliquer du point de vue des chaînes de force. Pour les spécimens avec des teneurs en agrégats grossiers relativement faibles, les particules grossières étaient éloignées les unes des autres ; le comportement dynamique était contrôlé par l'argile. Lorsque des particules plus grossières ont été ajoutées à l'argile hôte, les particules grossières ont établi des contacts actifs avec les grains d'argile et la chaîne de force était constituée d'argile et de particules grossières ensemble. De plus, les particules grossières ont également introduit des contraintes cinématiques pour la déformation de l'argile entourée. Par conséquent, la plus grande teneur en agrégats grossiers a conduit à une chaîne de force plus forte et à un module de cisaillement initial plus élevé. Dans les teneurs en agrégats grossiers adoptées dans cette étude, les particules grossières et les grains d'argile participent activement à la chaîne de force, de sorte que le taux de vide global devrait être un indice de contacts actifs. Les variations du module de cisaillement initial par rapport au taux de vide global à différentes contraintes de confinement sont illustrées à la [figure 2.14](#).

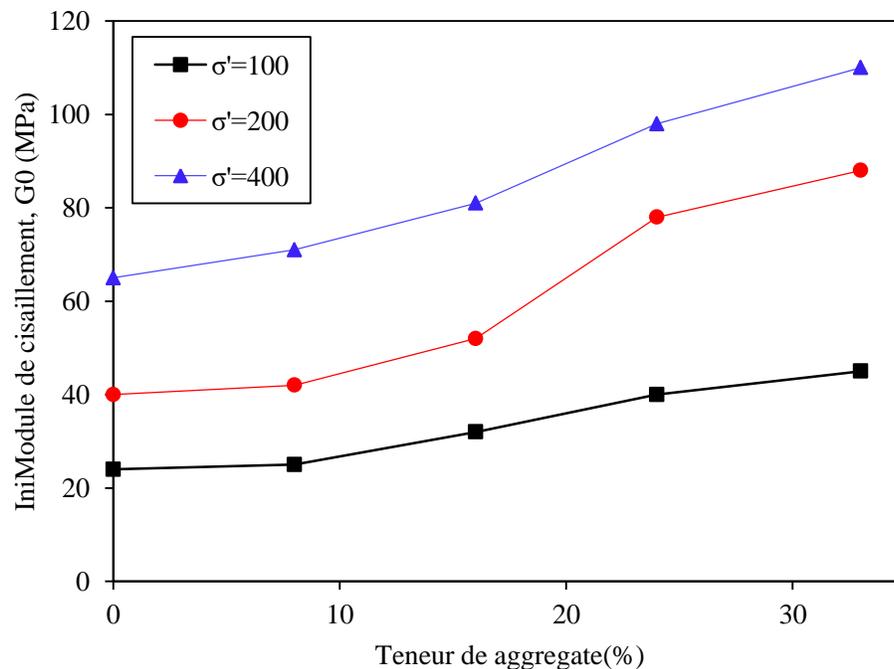


Figure 2.13 — L'effet des agrégats sur les paramètres dynamiques du sol (Fei et al, 2017).

Comme on peut le voir, il existe un bon accord et une tendance définie entre le module de cisaillement et le taux de vide global. Il est donc possible d'estimer le module de cisaillement initial en fonction de l'indice de vide global et de la contrainte effective de confinement de la même manière que pour les argiles.

2-4 Influence du sable et la chaux

2.4.1 Paramètres de compactage (Proctor)

Les résultats publiés par Schanz et al (2017) sur les essais de compactage modifiés sur des échantillons d'argile expansive, argile-chaux et d'argile-sable-chaux sont présentés à la figure 3. Les échantillons ont des proportions de chaux de 5 et 10 % et des fractions de sable de 30, 40 et 50 %. Premièrement, la densité sèche maximale augmente et la teneur en eau optimale diminue avec l'augmentation de la teneur en sable. Ceci est cependant plus visible pour une teneur en sable > 30 %. Généralement, la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimal augmente lors de l'ajout de chaux aux mélanges argile et argile-sable. Ceci est plus prononcé pour les mélanges argilo-calcaire et argilo-sable-chaux avec une teneur en sable de 30 %. De plus, la densité sèche maximale diminue avec l'augmentation de la teneur en chaux dans les mélanges argile et argile-sable. Par conséquent, l'utilisation de la chaux permet d'économiser l'énergie de compactage et la quantité de sol et de sable expansifs compactés.

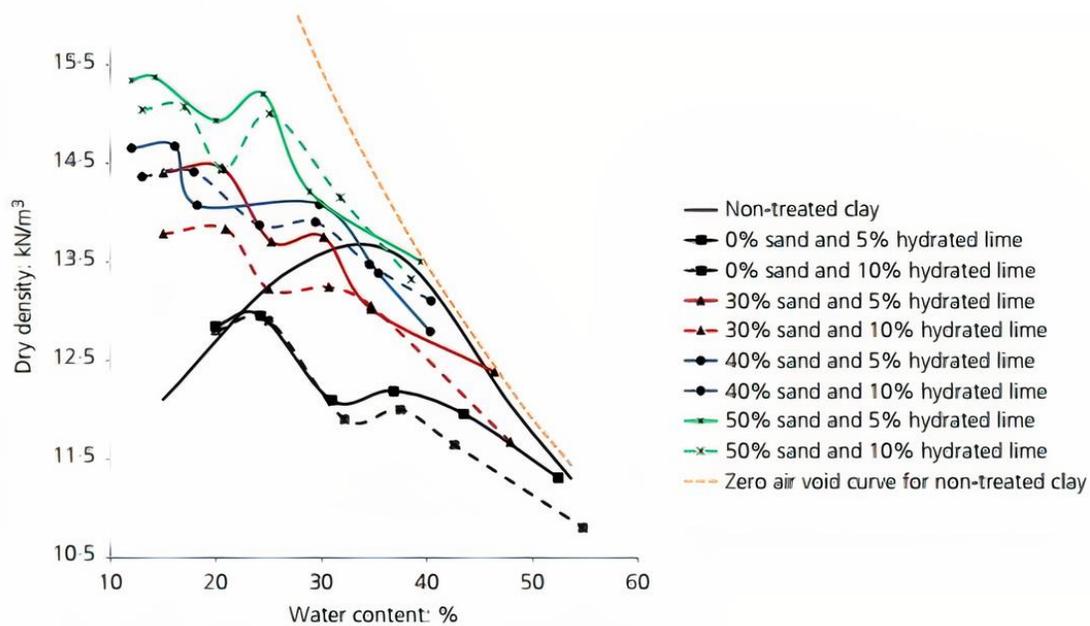


Figure 2.14 — Courbes de compactage des argiles traitées à la chaux et au sable Schanz et al, (2017).

Ceci est attribué au fait que la chaux a des ions calcium abondants. L'échange d'ions calcium avec les minéraux argileux entraîne la floculation des particules d'argile se comportant comme un sol à gros grains (agrégation). La floculation et l'agrégation conduisent à une maniabilité accrue dans les mélanges argilo-calcaire et argile-sable-chaux. De plus, le compactage du sol à gros grains est beaucoup plus facile que le compactage du sol à grain fin. L'existence de chaux dans l'argile ou dans les échantillons argilo-sableux conduit également à l'apparition de valeurs de double pic de densité sèche, comme le montre la figure 2.14. Le premier pic est situé à faible teneur en eau et est étiqueté comme le point de compactage du pic sec. Le deuxième pic se trouve à une teneur en eau élevée et est étiqueté comme le point de compactage du pic humide (γ_{d-max}) (ω_{opt} d'origine). Plusieurs études expérimentales ont montré que dans certains cas la courbe de compactage présente des doubles pics (par exemple les résultats d'Albadran, 2011 ; Benson et al. 1997 ; Dixon et al. 1985 ; Ellis, 1980 ; Hindi, 1967 ; Lee et Suedkamp, 1972 ; Razouki et al. 1980, 2008 ; Sun et al. 2007). Lorsque l'effort de compactage augmente, les amplitudes des deux pics (c'est-à-dire sec et humide) augmentent. De plus, en augmentant l'effort de compactage, le pic sec a tendance à diminuer par rapport au pic humide. Cette tendance se poursuit jusqu'à ce que le pic sec disparaisse.

2.4.2 La résistance à la compression unie axiale (Rc)

Schanz et al (2017) montre que la résistance à la compression (Rc) augmente avec l'augmentation de la teneur en chaux pour les mélanges argile-chaux et argile-sable-chaux. L'Rc des mélanges argile-sable-chaux augmente avec l'augmentation de la fraction de sable, qui atteint une valeur maximale à 30% de fraction de sable. Pour une teneur en sable supérieure à 30%, l'Rc diminue avec l'augmentation des fractions de sable pour les deux teneurs en chaux. L'Rc de l'argile augmente au même rythme que l'augmentation des fractions de chaux. Lorsque l'argile est mélangée avec du sable uniquement, l'Rc diminue. La résistance à la compression décroît avec l'augmentation de la teneur en sable, comme illustré à la figure 2.15. Ceci est attribué à l'argile non traitée ayant une valeur élevée d'Rc. Il y a une augmentation significative de la résistance à la compression lorsque les mélanges bentonite-sable sont stabilisés avec 5% de chaux. En incorporant du sable dans le mélange, comme le sable est un sol sans cohésion, la résistance à la compression diminue. Les mélanges argile-sable stabilisés avec 10 % de chaux ont des valeurs de la résistance à la compression supérieures à celles des mélanges argile-sable stabilisés avec 5 %

de chaux. Par conséquent, l'existence de la chaux dans un mélange réduit non seulement son changement de volume mais augmente également sa résistance. La stabilisation de l'argile expansive en utilisant une teneur en chaux de 10 % est plus efficace.

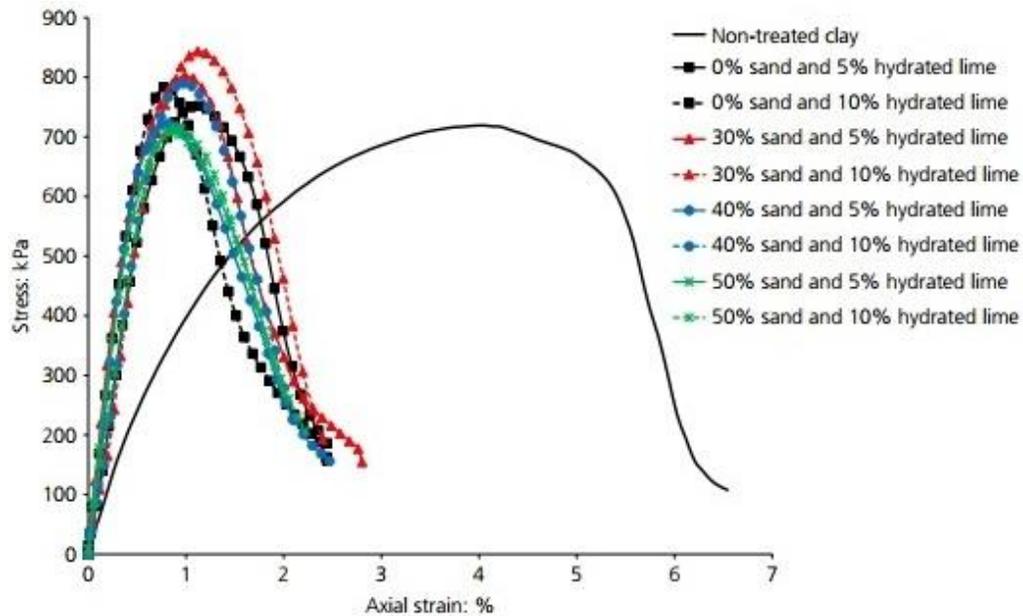


Figure 2.15 — Résistance de compression pour divers mélanges bentonite-sable avec le développement de la chaux [Schanz et al, \(2017\)](#).

La raison en est que la chaux a une quantité abondante d'ions calcium. Par conséquent, la réaction chimique entre les ions calcium et le minéral argileux se produit efficacement lors de l'utilisation de chaux plus hydratée. La réaction chimique se poursuit avec le temps. Par conséquent, le temps de durcissement a un effet significatif sur l'amélioration de la résistance des mélanges expansifs argile-sable-chaux, ce qui est en accord avec les recherches antérieures. De plus, cela est attribué à l'activité pouzzolanique, en tant que réaction à long terme, étant liée au temps et dépendante de la température. Au cours de la réaction pouzzolanique, l'hydroxyde de calcium augmente le pH à environ 12,4. Cette valeur de pH fait que la silice et l'alumine dans les particules d'argile deviennent solubles et interagissent avec le calcium pour produire de nouveaux composés de calcium cimentaires. Ce sont des hydrates de silicate de calcium, CAH et CASH. L'interaction pouzzolanique se traduit par des gels cimentaires qui lient les particules entre elles, stabilisant ainsi le sol. La réaction pouzzolanique améliore les propriétés techniques, telles que la résistance et la durabilité, du sol traité à la chaux.

2-4-3 Essais œdomètre

Schanz et al (2017) ont étudié l'amélioration d'un sol argileux par l'utilisation de chaux combinée à un sol sableux, est montre qu'une réduction de potentiel de gonflement et la pression de gonflement de l'argile que d'utiliser uniquement de la chaux, comme indiqué dans les figures 2.16 et la figure 2.17. En effet, l'échange d'ions calcium est plus efficace dans les chaux-sable-argile mélanges que dans les mélanges chaux-argile. Ceci est attribué au fait que la teneur en argile diminue avec l'augmentation de la teneur en sable en tant que sol non gonflant.

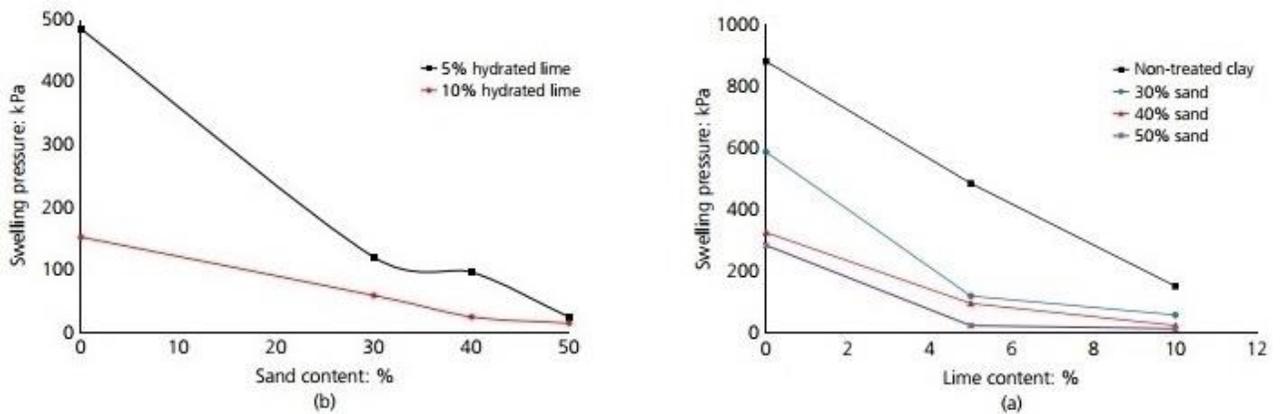


Figure 2.16 — Pression de gonflement d'un bentonite-sable avec le développement de la chaux (b) pression de gonflement d'un bentonite-chaux avec le développement de la chaux.

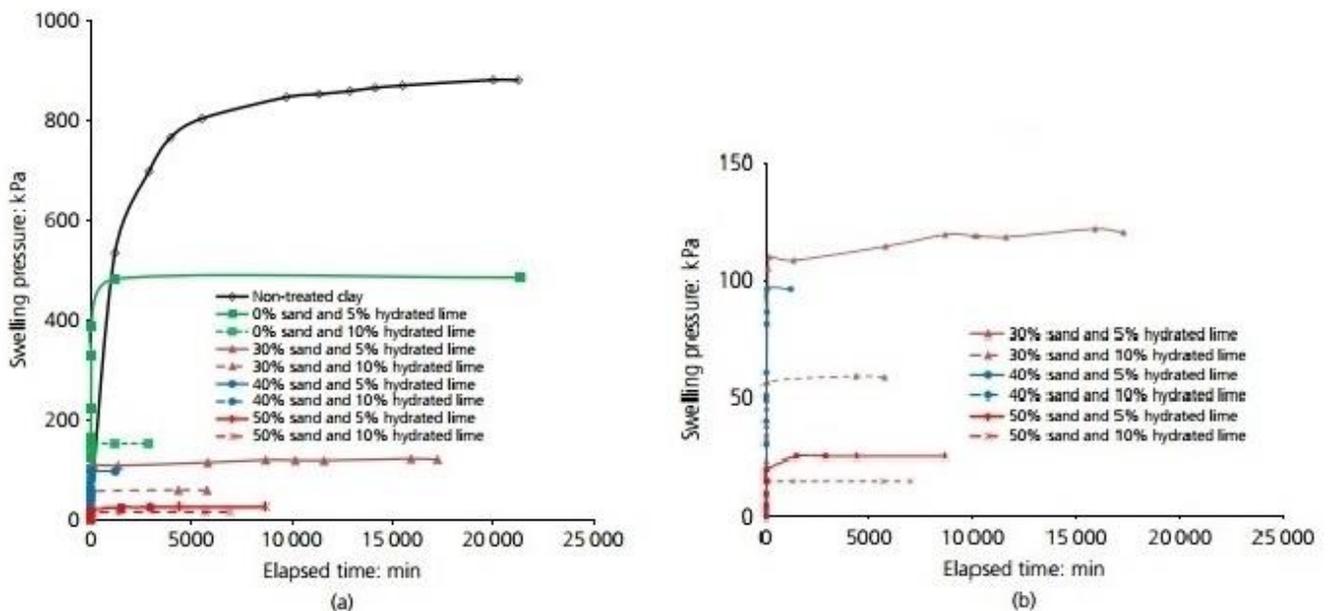


Figure 2.17 — Le temps de gonflement pour : (a) le sol gonflant non traité et traité avec des mélanges de sable et de chaux ; (b) le sol gonflant traité avec des mélanges de sable et de chaux Schanz et al (2017).

Le potentiel de gonflement et la pression de gonflement de l'argile très expansive sont réduits par l'ajout de chaux et de sol non gonflant, ce qui correspond positivement aux rapports de la littérature. La réduction du potentiel de gonflement et des pressions de gonflement est due aux réactions chimiques qui se produisent lorsque la bentonite et les mélanges bentonite-sable stabilisés par la chaux sont en contact avec l'eau. Lorsque de la chaux est ajoutée au sol, les cations forts de calcium ont tendance à remplacer les cations métalliques faibles à la surface des particules d'argile. Cet échange d'ions se développe rapidement et conduit à une diminution de la plasticité du sol. Les particules d'argile s'attirent électriquement. Cette situation conduit à la floculation et à l'agrégation, faisant en sorte que tout le sol se comporte comme un matériau granulaire. C'est l'étape de réaction ou de modification à court terme. Des proportions de chaux > 5 % sont considérées comme un traitement efficace pour les mélanges argile-sable très expansifs, car la quantité de chaux ajoutée doit être liée à la teneur en minéraux argileux du sol. En conséquence, les améliorations des caractéristiques de gonflement des mélanges expansifs argile-sable-chaux augmentent avec l'augmentation de la teneur en sable en raison de la diminution des minéraux argileux dans l'ensemble du mélange.

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre les propriétés géotechniques des sols argileux traités par la chaux et le sable de dunes ont été présentées, ainsi que les changements des propriétés dynamiques des sols traités. Bien que plusieurs chercheurs aient démontrés qu'il est possible de traiter efficacement les mauvais sols avec du sable, de la chaux, aux différents ajouts minéraux, l'impact économique et environnemental de certains sous-produits industriels (classés comme ajouts cimentaires) a mis en cause dans bien de cas cette efficacité.

Le but principal de cette thèse de recherche est l'étude et l'analyse des effets du sable des dunes et la chaux sur l'amélioration des sols argileux de la région de M'sila du point de vue physique, mécanique et dynamique en effectuant plusieurs essais en laboratoire tels que le comportement de plasticité, le compactage, la résistance à la compression et l'essai triaxial cyclique.

Chapitre 3

Etude expérimentale

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, différents essais ont été réalisés pour étudier le comportement des sols traités à la chaux, de sable de dunes et de leur combinaison en utilisant les procédures standard données par les normes American (ASTM), et une description détaillée des propriétés physiques du sol naturel ainsi que les caractéristiques des ajouts minéraux utilisés (chaux et sable de dune) sont présentés. De plus, un aperçu sur les essais réalisés ainsi que la préparation des échantillons sont présentés. L'étude expérimentale a été réalisée au sein du laboratoire de l'université Hassiba Ben Bouali de Chlef et le laboratoire central des travaux public (LCTP) à M'sila.

3.2 Matériaux utilisés et préparation

Cette section est basée principalement sur la préparation et l'identification des matériaux utilisés dans cette étude.

3.2.1 Sol naturel

Dans cette étude, le sol utilisé a été prélevé à une profondeur d'environ (3 - 4 m) sous la surface naturelle du sol. Les échantillons ont été emballés dans des sacs en plastique et transportés au laboratoire. Dans un premier temps, le sol est passé à l'étuve à 50°C pendant 24h (séchage). Deuxièmement, le sol a été concassé et broyé pour la préparation et la réalisation des essais d'identification et de traitement.

Le sol utilisé dans cette recherche est prélevé de Sidi-Hadjres à M'sila (Algérie). Les coordonnées géographiques du site d'étude sont (35°40'30" N et 4°02'16" E).

Google Maps 35°40'30.0"N 4°02'16.0"E



Figure 3.1 — Une carte montre le lieu de l'étude (Google maps).

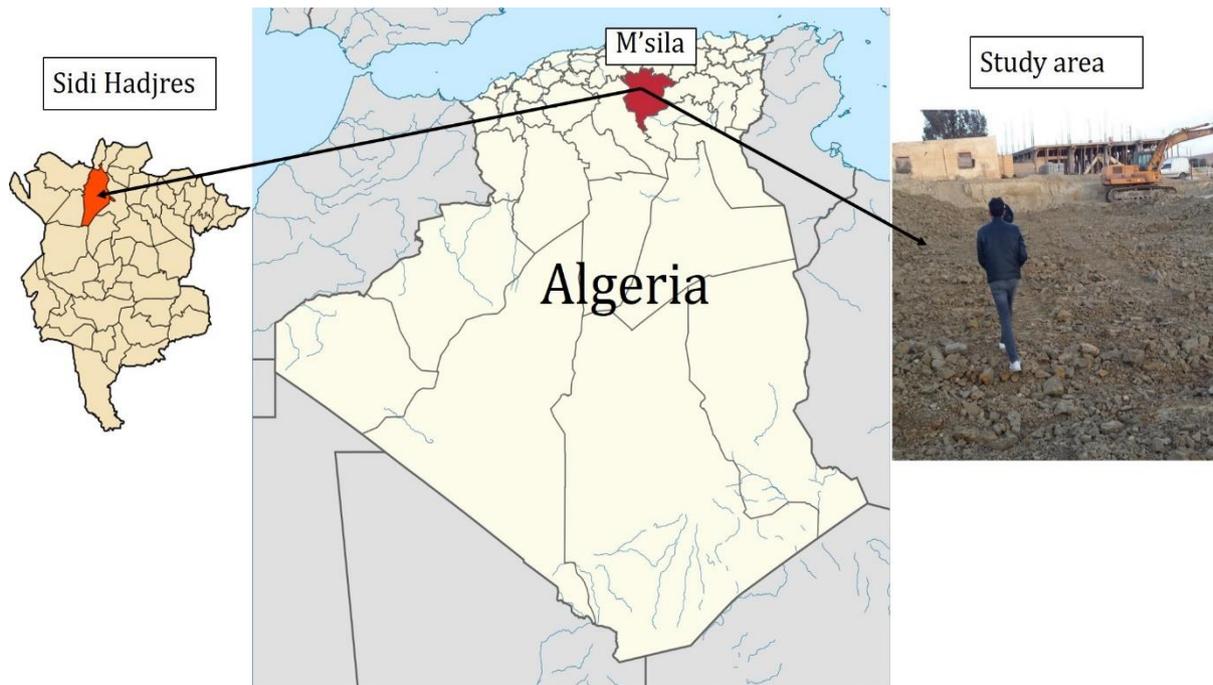


Figure 3.2 — Localisation de Sidi Hadjres- M'sila (Algérie).

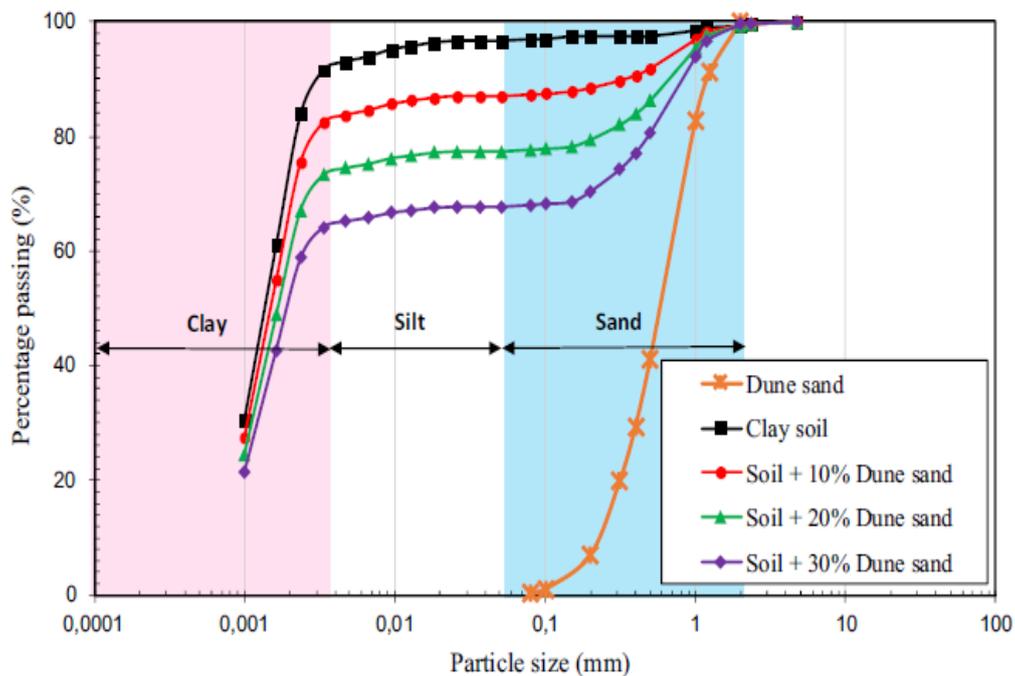
Les tableaux 3.1 et 3.2 résentent respectivement les propriétés physiques, chimiques et minéralogiques du sol étudié. La figure 3.3 montre la courbe de distribution granulométrique du sol étudié. Selon le système unifié de classification des sols (USCS ([ASTM D2487](#))) ce sol est classé comme un sol argileux très plastique (CH).

Tableau 3.1 — Propriétés géotechniques de l'argile de Sidi-Hadjeres, Algérie.

Nom chimique	Formule chimique	%
Silice	SiO ₂	50,04
Alumine	Al ₂ O ₃	14,44
Ferrite	Fe ₂ O ₃	4,38
Oxyde de calcium	CaO	11,24
Oxyde de magnésium	MgO	2,63
Sulfite	SO ₃	0,42
Oxyde de potassium	K ₂ O	1,7
Oxyde de sodium	Na ₂ O	1,24

Tableau 3.2 — Propriétés minéralogiques du sol.

Nom minéralogique	%
R_wp	7,32
Calcite	24,47
Dolomite	5,56
Quartz	27
Pyrite	0,03
Illite	24,72
Chlorite	1,78
Kaolinite	12,1
Albite	4,34
Co2_XRD	13,41

**Figure 3.1** — La distribution granulométrique du sol et du sable de dune utilisés et de leur combinaison.

3.2.2 La chaux

La chaux utilisée dans cette étude est une chaux hydratée commercialisée produite par la société SARL - BSM située à Saïda – Algérie (Figure 3.4). Les résultats des propriétés chimiques de la chaux utilisée sont présentés dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 — Composition chimique de la chaux.

Nom chimique	Formule chimique	%
Silice	SiO ₂	2.36
Alumine	Al ₂ O ₃	1.15
Ferrite	Fe ₂ O ₃	1.16
Oxyde de calcium	CaO	84.26
Oxyde de magnésium	MgO	0.17
Sulfite	SO ₃	0
Oxyde de potassium	K ₂ O	0
Oxyde de sodium	Na ₂ O	0
L.O.I		10.90

**Figure 3.2** — Chaux vive de Saïda.

3.2.3 Sable de dunes

Le sable (S) utilisé dans la présente étude est un sable de dune qui se caractérise par des grains naturellement arrondis de quartz approximativement pur avec une densité de 2.65, il a une couleur orange clair, originaire d'Oued-Souf qui est situé au nord-est du Sahara algérien. Les propriétés physiques sont données dans le [tableau 3.4](#).

Tableau 3.4 — Propriétés géotechniques du sable des dunes d'Oued-Souf.

Propriétés du sol	Norme de test	Symboles	Valeur
Gravité spécifique	ASTM D 854	G_s	2.65
Analyse granulométrique par tamisage	ASTM D 421	% Sand	99.6
	ASTM D 421	% Fines	0.4
Coefficient d'uniformité	ASTM D 421	C_U	2.53
Coefficient de courbure	ASTM D 421	C_C	1.16
Classification du sol	ASTM D 2487	USCS	SP
Équivalent de sable	ASTM D 2419	SE	86.39

3.3 Combinaison des échantillons

Les mélanges sol-additifs ont été préparés en mélangeant soigneusement des quantités sèches de sol, de chaux et de sable de dune dans un malaxeur (Figure 3.5) pendant au moins 2 minutes pour obtenir un mélange homogène.

**Figure 3.5** — Préparation du sol traité.

De nombreuses combinaisons de sable de dunes (S) et de chaux (L) ont été utilisées pour la stabilisation du sol argileux sélectionné. Le tableau 3.5 représente les combinaisons étudiées dans cette recherche. Divers essais en laboratoire comprenant la consistance, le Proctor, la résistance à la compression uniaxial, la consolidation, la conductivité hydraulique et le triaxial cyclique du sol ont été effectués sur les différentes combinaisons.

Tableau 3.5 — Combinaisons des échantillons non traités et traités.

Désignation	Mélange d'échantillons (%)		
	Sol	S	L
S0L0	100	0	0
S0L3	97	0	3
S0L6	94	0	6
S0L9	91	0	9
S10L0	90	10	0
S10L3	87	10	3
S10L6	84	10	6
S10L9	81	10	9
S20L0	80	20	0
S20L3	77	20	3
S20L6	74	20	6
S20L9	71	20	9
S30L0	70	30	0
S30L3	67	30	3
S30L6	64	30	6
S30L9	61	30	9

3.4 Propriétés étudiées

3.4.1 Essai de limite d'Atterberg

3.4.1.1 Limite de liquide

La limite de liquide a été déterminée en laboratoire à l'aide d'un appareil de Casagrande (Figure 3.6). Environ 120 g de l'échantillon passe à travers un tamis de 425 μm a été prélevé et soigneusement mélangé avec de l'eau. Cette pâte a été laissée pendant un temps de 24 heures. Une portion de la pâte a été placée au centre de la cupule et une rainure a été réalisée par l'outil de rainurage [ASTM D 4318 \(2018\)](#).

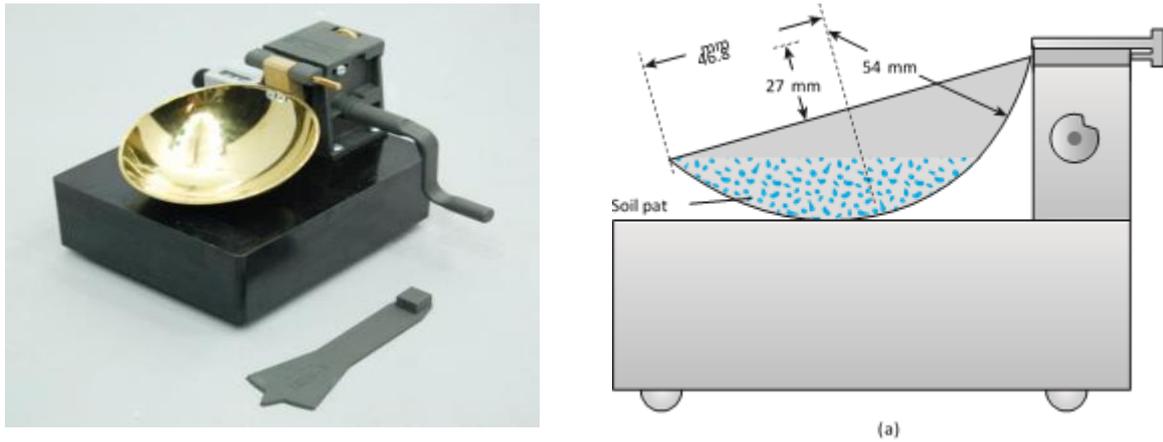


Figure 3.6 — Appareil de Casagrande.

La poignée a été tournée à un rythme de 2 tours par seconde, la coupe en laiton a été soulevée et laissée tomber sur une base en caoutchouc jusqu'à ce que les deux parties du sol entrent en contact. Et le nombre de coups nécessaires pour fermer la rainure sur une longueur de 12.5 mm est compté et enregistré. Un échantillon de sol dans la partie fermée est extrait pour déterminer la teneur en eau. La limite de liquide est définie comme la teneur en eau à laquelle la rainure creusée dans le sol se fermera sur une distance de 12.5 mm après 25 coups (Figure 3.7). C'est difficile à réaliser en un seul test. Quatre tests ou plus à différentes teneurs en eau sont généralement requis pour les coups terminaux (nombre de coups pour fermer la rainure sur une distance de 12.5 mm) allant de 15 à 35. Les résultats sont présentés dans un graphique de la teneur en eau (ordonnée, échelle arithmétique) versus coups terminaux (abscisse, échelle logarithmique).

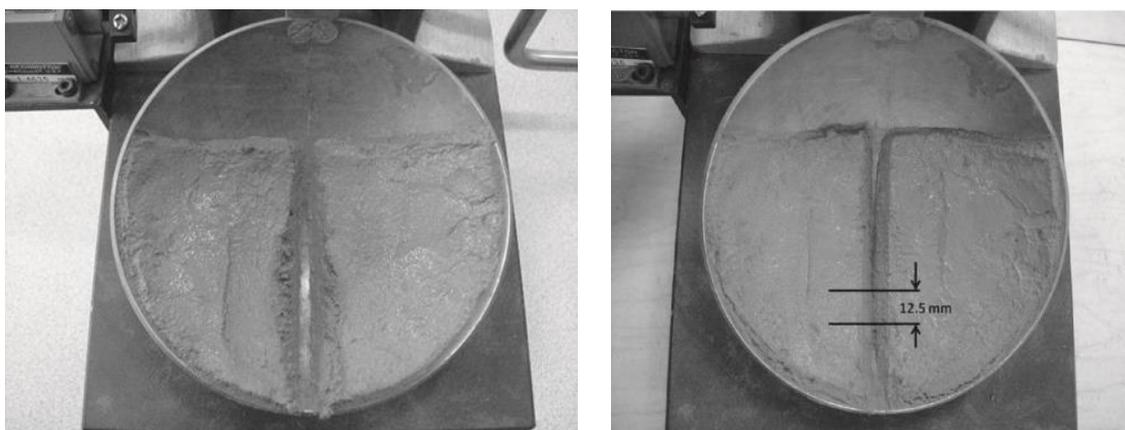


Figure 3.7 — Photographies montrant le sol dans la limite de liquide : (a) avant l'essai ; (b) après essai.

3.4.1.2 Détermination de la limite plastique

Le test de la limite plastique est effectué pour déterminer la limite plasticité du sol. La limite plastique du sol à grains fins est la teneur en eau du sol en dessous duquel il cesse d'être plastique. Il s'effrite lorsqu'il est enroulé en fils de 3 mm de diamètre (Figure 3.8).



Figure 3.8 — Photographies montrant le sol dans la limite de plasticité :
(a) avant l'essai ; (b) après essai.

3.4.2 Détermination des caractéristiques de compactage (Proctor)

Les paramètres de compactage des sols ont été déterminés en effectuant un test de compactage de Proctor normal ASTM D-698. Pour cet essai, les échantillons ont été mélangés avec la quantité d'eau requise et l'échantillon humide a été compacté dans un moule Proctor en trois couches égales. Chaque couche est compactée par 25 coups à l'aide d'une dame Proctor standard de 2.495 kg tombé d'une hauteur de 304.8 mm. Il est à noter que le compactage a été réalisé à l'aide d'un compacteur automatisé (Figure 3.10) .

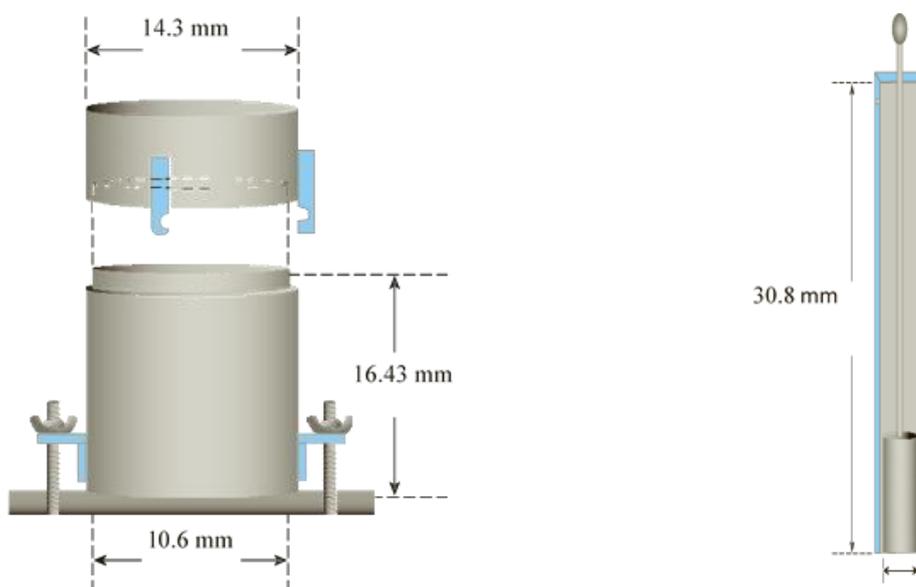


Figure 3.9 — Équipement d'essai de Proctor : (a) moule ; (b) dame Proctor.

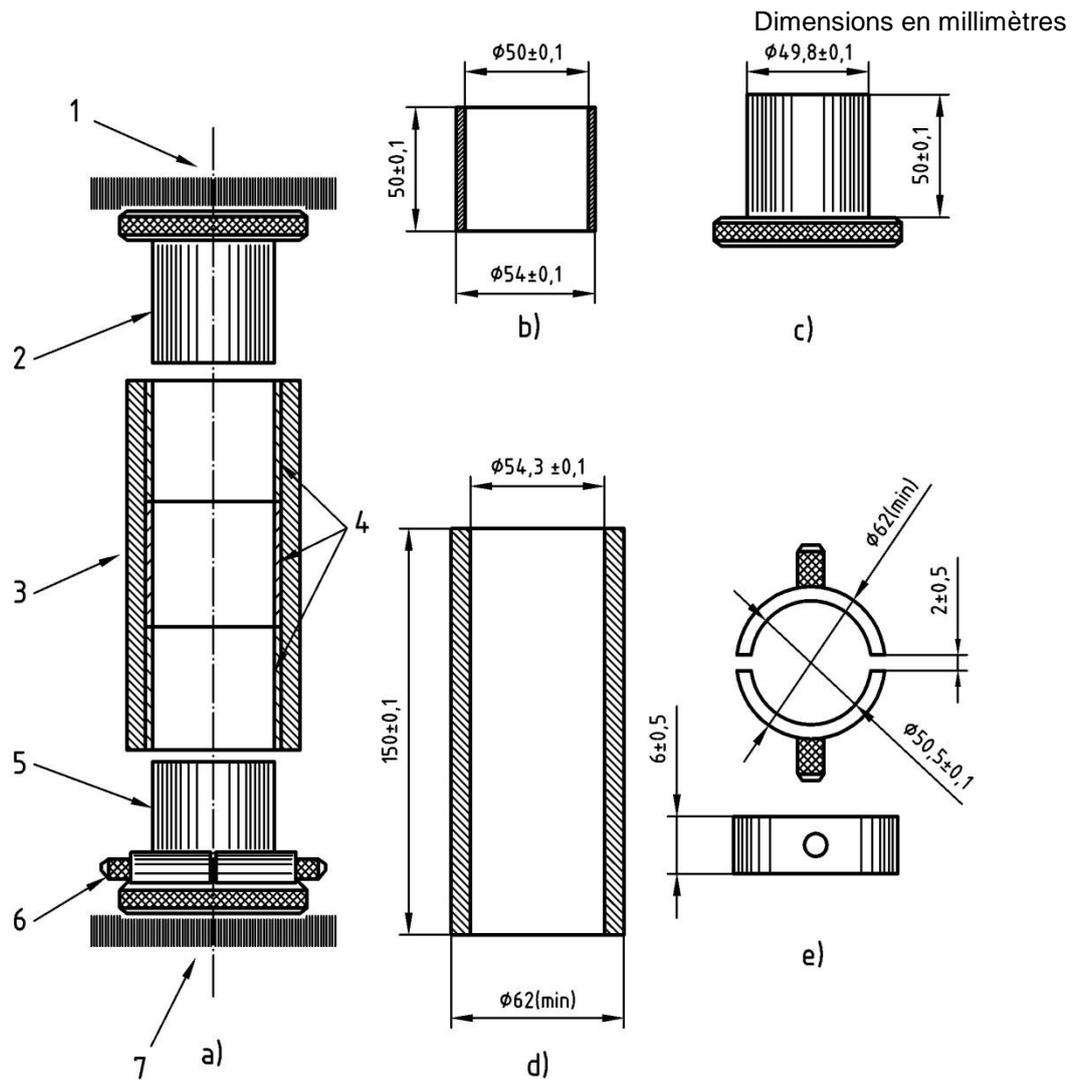
A partir de la relation densité sèche et teneur en eau, la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale correspondante ont été déterminées. Les sols ont ensuite été stabilisés avec un pourcentage variable de chaux. Ces tests avaient pour objectif de fournir les paramètres de compactage pour des échantillons remoulés.



Figure 3.10 — Photographie de l'équipement de l'essai de Proctor.

3.4.3 Essai de compression uni axial

Les essais de résistance à la compression uni axial (R_c) sont couramment utilisés pour étudier les caractéristiques de résistance du sol stabilisé [ASTM D-2166](#). Pour obtenir une résistance R_c immédiate, les essais R_c sur les sols et les échantillons de sol stabilisés à la chaux, sable de dunes et leur combinaison sont compactés à leurs densités sèches maximales avec une teneur en eau optimale obtenue à partir des tests de compactage des Proctor standard. Pour cet essai, des éprouvettes cylindriques ont été préparées dans un moule métallique de dimensions : diamètre = 50 mm et hauteur = 100 mm ([Figure 3.11](#)). Ces échantillons ont été testés à l'aide d'une machine d'essai de compression avec un taux de déformation de 0,7% par minute jusqu'à la rupture de l'échantillon. Pour déterminer l'effet de la période de durcissement sur la propriété de résistance, tous les échantillons ont été enduits de cire. Une couche de cire a été faite sur les échantillons d'essai pour maintenir à sa teneur en eau spécifiée, jusqu'à l'âge de l'essai. Après la période de durcissement et avant le test, la cire a été retirée de l'extrémité du spécimen. Les résistances à la compression non confinées des échantillons ont été déterminées.



- | | |
|----------------------------------|---|
| 1 Plateau supérieur de la presse | a) Ensemble de trois étuis disposés dans le contre-moule en position de moulage |
| 2 Piston supérieur | b) Détail d'un étui — Matière : Acier inox |
| 3 Contre-moule | c) Détail d'un piston — Matière : Acier mi-dur |
| 4 Étuis | d) Détail du contre moule — Matière : Acier mi-dur |
| 5 Piston inférieur | e) Détail des demi-coquilles d'espacement — Matière : Acier mi-dur |
| 6 Coquilles d'espacement | |
| 7 Plateau inférieur de la presse | |

Figure 3.11 — Ensemble de moulage utilisé pour la confection des éprouvettes.

3.4.4 Analyse granulométrique

Plusieurs échantillons représentatifs de sol naturel et de sol traité à la chaux et le sable ont été utilisés pour l'analyse granulométrique par tamisage, les essais ont été effectués conformément aux procédures de test standard [ASTM-D-421](#). Comme le sol contenait une quantité considérable d'argile, la masse du sol a été regroupée. L'analyse au tamis sec peut ne pas donner de résultat précis pour ce type de sol. L'échantillon à utiliser pour le test a été laissé à tremper pendant 24 heures dans l'eau. Des tamis appropriés ont été empilés par ordre décroissant de taille d'ouverture. L'échantillon a ensuite été placé sur le tamis supérieur. Une buse de pulvérisation d'eau a été appliquée au-dessus du tamis supérieur qui soutient le processus de tamisage en plus du mouvement de tamisage ([Figure 3.12](#)). Le rinçage a été effectué jusqu'à ce que le liquide évacué par le récepteur soit clair. Les résidus d'échantillons sur les tamis ont été collectés, séchés au four et pesés pour déterminer la masse retenue sur chaque taille de tamis. Le pourcentage passant chaque taille de tamis a ainsi été déterminé.



Figure 3.12 — Tamisage par voie humide.

L'analyse granulométrique par sédimentométrie en laboratoire a été effectuée conformément aux procédures de test standard [ASTM-D-422](#). L'agencement du laboratoire pour l'essai est illustré à la [figure 3.13](#).

L'analyse granulométrique par sédimentométrie est basée sur la loi de Stokes. Pour cet essai, 50 g de sol passant à travers le tamis n° 200 (0,075 mm) ont été prélevés et mélangés avec une solution à 4 % d'agent défloculant appelé sodium Hexametaphosphate (Calgon).

L'échantillon de sol a été laissé à tremper dans de l'eau contenant un agent dispersant pendant au moins 16 heures. Ensuite, le mélange a été transféré dans une coupelle de mélange où il a été mélangé vigoureusement en utilisant le mélange pendant 2 minutes. Ensuite, le mélange a été transféré dans un récipient standard de 100 ml et fermé avec un bouchon. Le récipient a été secoué vigoureusement en renversant pendant 1 min. Ensuite, le chronomètre a été démarré et les lectures de densimètre ont été enregistrées à différents moments. Sur la base de la lecture de l'hydromètre, le pourcentage plus fin pour des particules de différentes tailles peut être calculé. Ce test permet de déterminer la teneur en argile ($>0,002$ mm)



Figure 3.13 — Photographie de l'équipement de l'essai de tamisage par sédimentométrie.

3.4.5 Essai de consolidation

Des essais œdométriques classiques sur des échantillons non traités et traités ont été effectués pour déterminer leurs caractéristiques de consolidation telles que la pression de pré-consolidation (P_c), l'indice de compression (C_c) et le coefficient de variation de volume (m_v).

Dans cet essai, le sol a été compacté conformément au test de compactage ([ASTM D-698](#)) à une densité sèche maximale et une teneur en eau optimal similaires à celles d'échantillons naturel et traités. Après compactage, tous les échantillons ont été recouverts de cire comme le montre la [figure 3.14](#).

Une couche de cire a été faite sur les échantillons d'essai pour maintenir sa teneur en eau spécifiée pendant une période de 1 et 28 jours. Des échantillons de sol ont été obtenus en poussant l'anneau du consolidomètre à l'intérieur du moule de compactage d'environ 19 mm de haut et 50 mm de diamètre pour extruder l'échantillon.



Figure 3.14 — Compactage et recouverts les échantillons.

L'échantillon a ensuite été découpé à l'intérieur de l'anneau du consolidomètre et enveloppé immédiatement pour éviter toute perte d'humidité. Pour le remoulage statique et le pétrissage, des échantillons de sol ont été préparés à l'aide d'un anneau de consolidomètre standard (Figure 3.15). Les échantillons à l'intérieur de l'anneau ont été soigneusement emballés avec un couvercle en plastique pour éviter les pertes d'humidité et testés conformément à la norme [ASTM D-2435](#).

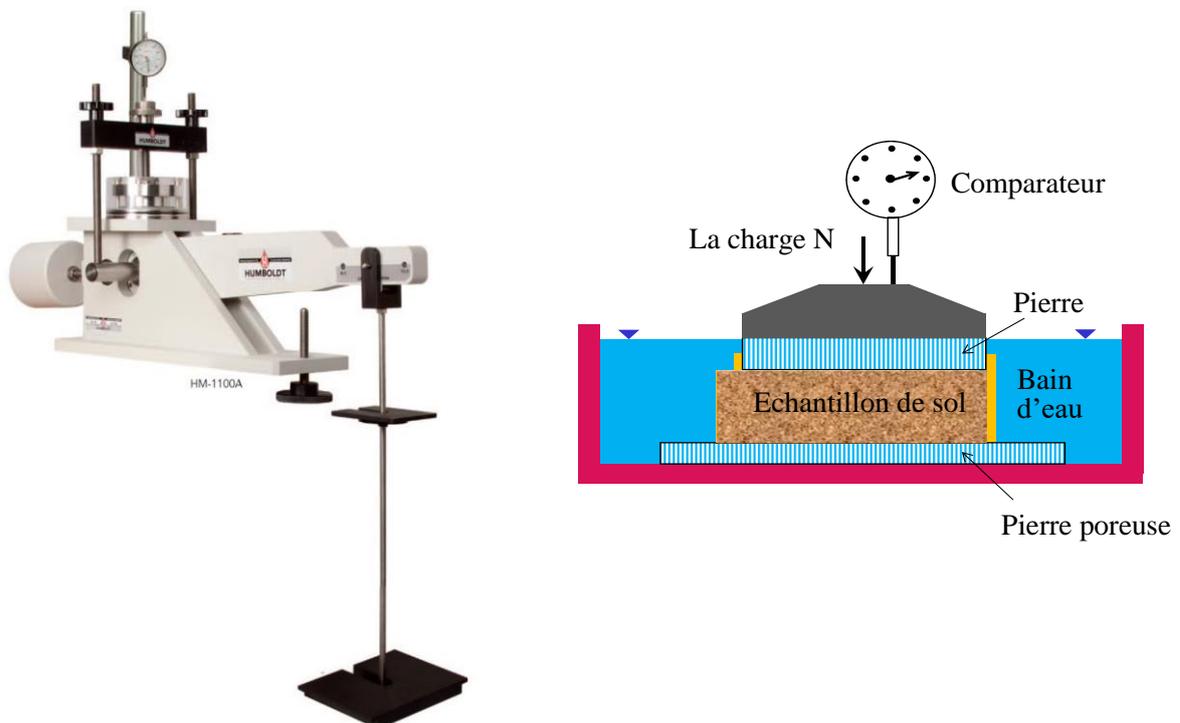


Figure 3.15 — Un appareil de consolidation typique.

3.4.6 Essai de conductivité hydraulique

La perméabilité des sols naturels et traités obtenus à partir de l'essai de consolidation unidimensionnel standard a été prise en compte, et l'expression suivante a été utilisée dans les calculs :

$$K = (a_v \cdot c_v \cdot \gamma_w) / (1 + e)$$

K est la conductivité hydraulique, c_v est le coefficient de consolidation, a_v est le coefficient de compressibilité, γ_w est le poids unitaire de l'eau et e est le rapport des vides.

3.4.7 Essai pH selon le test d'Eades and Grim

Eades et Grim (1966) ont défini la teneur optimale en chaux (en poids de sol sec) comme la plus faible quantité de chaux pouvant fournir suffisamment d'ions Ca^{2+} pour l'échange de cations et la réaction pouzzolanique. Cette teneur en chaux optimale correspond à la stabilisation à la chaux de l'optimum du sol, ce qui permet au sol d'obtenir les performances mécaniques maximales. La méthode la plus rapide pour estimer la teneur optimale en chaux est la méthode du pH (Eades et Grim, 1966): la teneur optimale en chaux correspond à la teneur minimale en chaux nécessaire pour maintenir le pH des mélanges sol-chaux-eau à 12,4, ce qui équivaut au pH d'une solution saturée de chaux. Il faut être prudent pour garantir des mesures précises, car les pH-mètres ont une résolution variable et peuvent également avoir besoin d'être étalonnés périodiquement (Figure 3.16).



Figure 3.16 — Essai de pH en laboratoire.

3.4.8 Essai triaxial cyclique

Le sol, le sable et la chaux ont été mélangés à l'état sec pour obtenir une répartition uniforme, puis de l'eau distillée a été ajoutée jusqu'à atteindre la teneur en eau optimale. Tous les mélanges concernés ont été préparés avec une densité sèche maximale et une teneur en eau optimale afin de ressembler aux conditions de la pratique de l'ingénierie. Certains chercheurs ont également utilisé les paramètres de compactage pour les échantillons d'argile à étudier dans des conditions non saturées. Dans de tels cas, la masse volumique sèche maximale et la teneur en eau optimal peuvent être considérés comme les conditions initiales des échantillons. Le mélange sol-chaux-sable-eau a été soigneusement malaxé par un mélangeur mécanique jusqu'à ce qu'il soit homogène. Après mélange, les échantillons ont été enfermés hermétiquement dans un sac en plastique hermétique et stockés à température ambiante pendant 24 heures pour l'homogénéisation de l'humidité. Pour obtenir une densité sèche requise, le mélange a été compacté dans un moule cylindrique spécial (100 mm de long, 50 mm de diamètre). Afin d'obtenir des échantillons de sol homogènes, les échantillons ont été préparés par compactage en 5 couches. Après cela, tous les échantillons ont été recouverts de cire pour minimiser la perte d'eau. Tous les échantillons ont été durcis pendant 28 jours. Comme on peut le voir, ces échantillons sont dotés d'une bonne homogénéité, indiquant que la méthode est adaptée à la préparation d'échantillons avec un mélange d'argile, de sable et de chaux. Les paramètres pris en compte pour l'étude sont une amplitude de déformation de cisaillement cyclique de 0,2 %, un nombre de cycles de chargement (1 à 50) et une fréquence de chargement de 0,5 Hz.

La [figure 3.17](#) montre l'appareil Dynamic Triaxial avec un système connecté à l'enregistrement dynamique des données. L'actionneur électromécanique est commandé par un système informatique. Pression de la cellule injectée par le contrôleur de pression d'air. Les outils et systèmes de configuration de l'échantillonnage illustrés à la [figure 3.17](#).

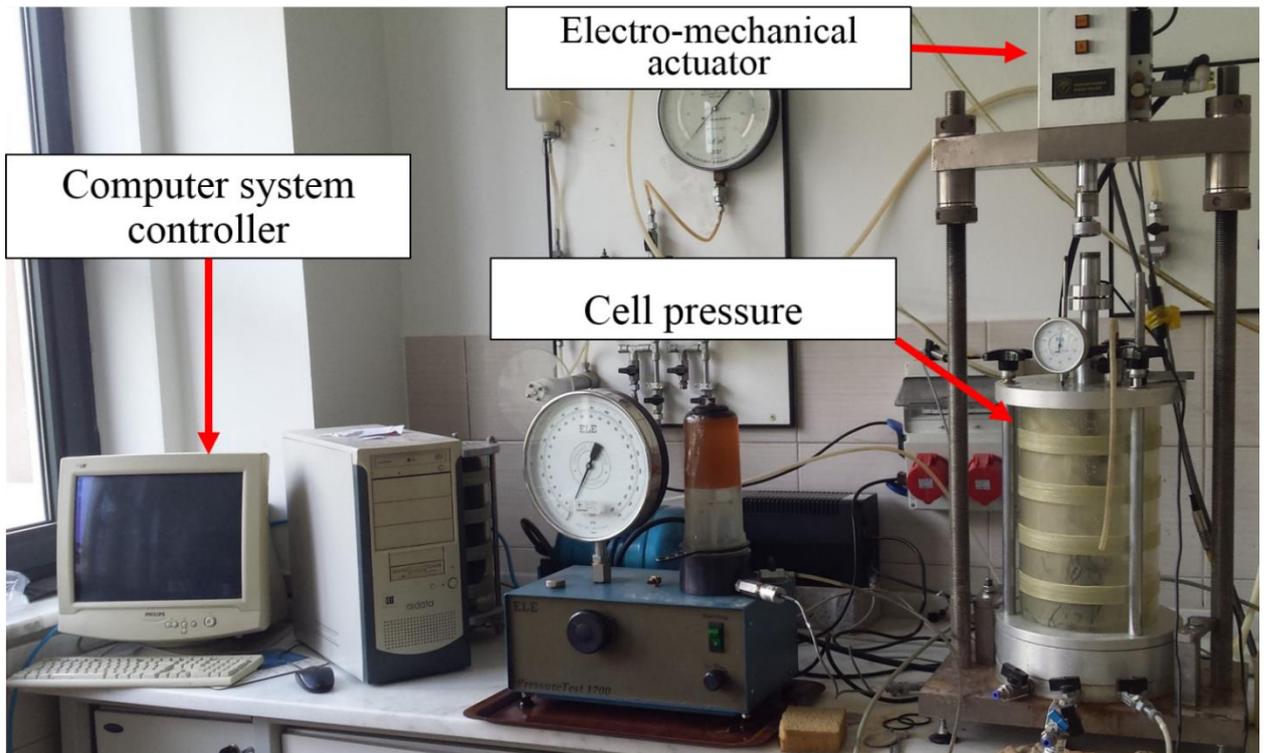


Figure 3.17 — Système de test triaxial dynamique.

La figure 3.18 montre la position de l'échantillon, de la membrane et des joints toriques en caoutchouc embrassés dans le socle inférieur. Tous les tests cycliques ont été effectués selon la norme [ASTM D 3999](#). Un transformateur différentiel variable linéaire conventionnel (LVDT 1 sur la [Figure 3.18](#)) a été utilisé au niveau de la déformation, et un LVDT 2 de haute précision a été utilisé à une amplitude de déformation. Les forces ont été mesurées avec une cellule de charge ayant une capacité de 10 kN et une précision de 1 N.

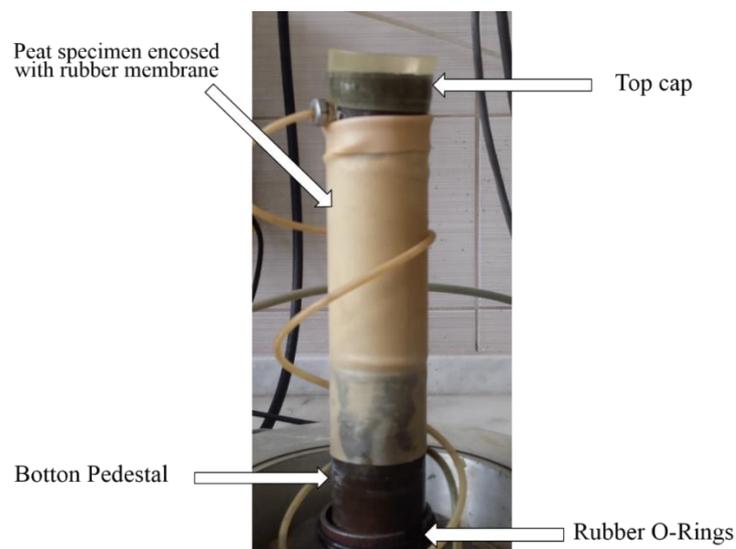


Figure 3.18 — Configuration dynamique de l'éprouvette triaxiale.

Comme illustré sur la [figure 3.19](#), le module de cisaillement dynamique est obtenu à partir de la pente de la ligne reliant la courbe contrainte de cisaillement maximale et minimale-déformation de cisaillement. Il convient de noter que le taux d'amortissement est un autre paramètre obtenu à partir d'essais dynamiques, représentant la dissipation d'énergie dans chaque cycle, où le numérateur et le dénominateur, respectivement, indiquent l'énergie dissipée et l'énergie totale appliquée. Les calculs du taux d'amortissement et du module de cisaillement ont donc été effectués en référence à la norme [ASTM D3999](#) sur la base du dixième cycle de chargement pour vérifier que les résultats des différents échantillons sont comparables. La courbe d'hystérésis et les relations de calcul du taux d'amortissement et du module de cisaillement sont illustrées à la [Figure. 3.19](#).

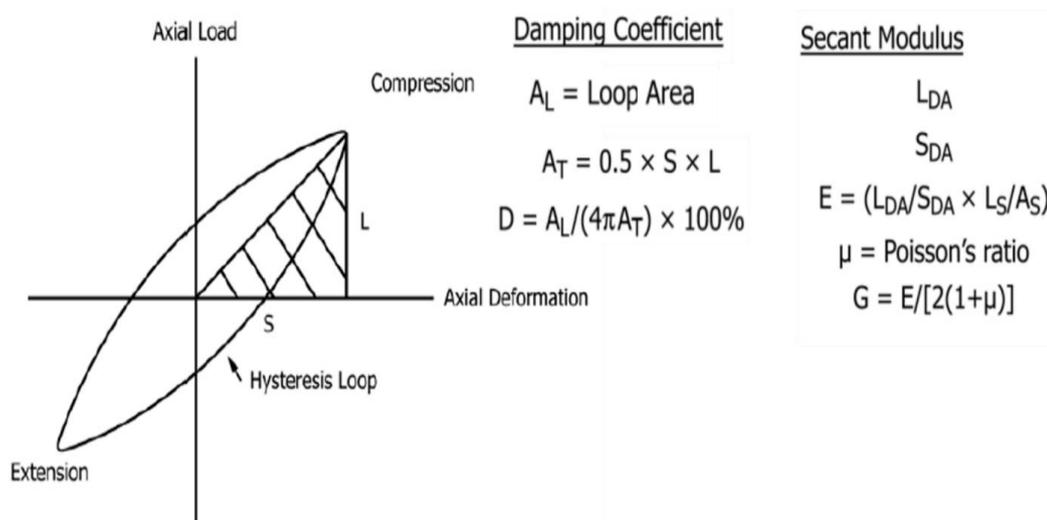


Figure 3.19 — La courbe d'hystérésis.

3.4.9 Essai de microscopie électronique a la balayage (MEB)

Dans la présente étude, des échantillons pour analyse microscopie électronique a la balayage (MEB) ont été prélevés dans le plan de rupture en cisaillement d'échantillons UCS testés sous la forme d'une couche de taille 10 mm (longueur) \times 10 mm (largeur) \times 7,5 mm (hauteur). Les images MEB d'échantillons traités à la chaux et / ou au sable des dunes ont été obtenues pour voir l'effet des stabilisants sur la microstructure des particules d'argile. Un (MEB) nous donne une idée précise de la forme des particules d'argile en produisant des images de surface d'un échantillon de sol à un niveau microscopique.

3.5 Conclusion

La méthodologie utilisée pour cette recherche a été décrite dans ce chapitre. La préparation des échantillons reconstitués utilisés dans l'étude ont été également décrites. Ainsi que la détermination de leurs propriétés physico-mécaniques, chimiques et minéralogiques pour l'identification et la classification des sols. Ce chapitre a également présenté un aperçu de l'équipement et la procédure d'essai de des essais suivants : limites d'Atterberg, Proctor normal, compression, consolidation, perméabilité, analyse granulométrique, MEB et L'essai triaxial cyclique automatisé.

Chapitre 4

*Effets des ajouts sur les propriétés
physiques et mécaniques des sols*

4.1 Introduction

Les objectifs principaux de l'étude rapportés dans ce chapitre étaient d'étudier les performances et les effets de la chaux, du sable de dunes et de leur combinaison comme agents stabilisants sur les caractéristiques d'Atterberg, le compactage, la résistance de compression uniaxial, la consolidation, la conductivité hydraulique, le MEB. Les propriétés des échantillons naturels (non traités) et traités ont été déterminées. Dans les évaluations, une attention particulière a été accordée à l'effet du mélange argile-sable-chaux sur les propriétés géotechniques du sol en comparant les résultats des essais des échantillons non traités et traités. Enfin, l'amélioration des propriétés d'ingénierie de l'argile a été discutée.

4.2 Les limites d'Atterberg

La figure 4.1 montre l'influence de l'ajout de sable de dunes, de chaux et de leur combinaison sur les limites d'Atterberg. Comme le montre la figure 4.1, l'augmentation de la teneur en sable de dunes a diminué la limite de liquide (W_L), la limite de plasticité (W_P) et l'indice de plasticité (IP), l'ajout de 30 % de sable de dunes au sol argileux a diminué leur W_L , W_P et IP, de 86 %, 34 % et 51,9 % à 54 %, 20 % et 33,8 %, respectivement. Les mêmes résultats ont été rapportés par plusieurs chercheurs, Kolay et Ramesh (2015) démontrent que l'ajout de 50% de sable d'Ottawa à deux types de sols argileux, diminue leur W_L et W_P de 42% et 55% pour l'argile kaolinite et de 20 % et 70 % pour l'argile bentonite, respectivement.

Amri et al. (2019) ont noté que l'ajout de 40 % de sable de dunes de Zaafrane à un sol argileux expansif diminuait leurs W_L , W_P et IP de 74,5 %, 33,7 % et 40,8 % à 45,7 %, 22,6 % et 23,1 % respectivement. Cette réduction considérable des limites d'Atterberg lors de l'ajout de sable de dunes au sol argileux est due au remplacement d'une partie des particules fines d'argile très actives par des particules de sable grossier qui ne sont pas cohésives avec une plasticité négligeable.

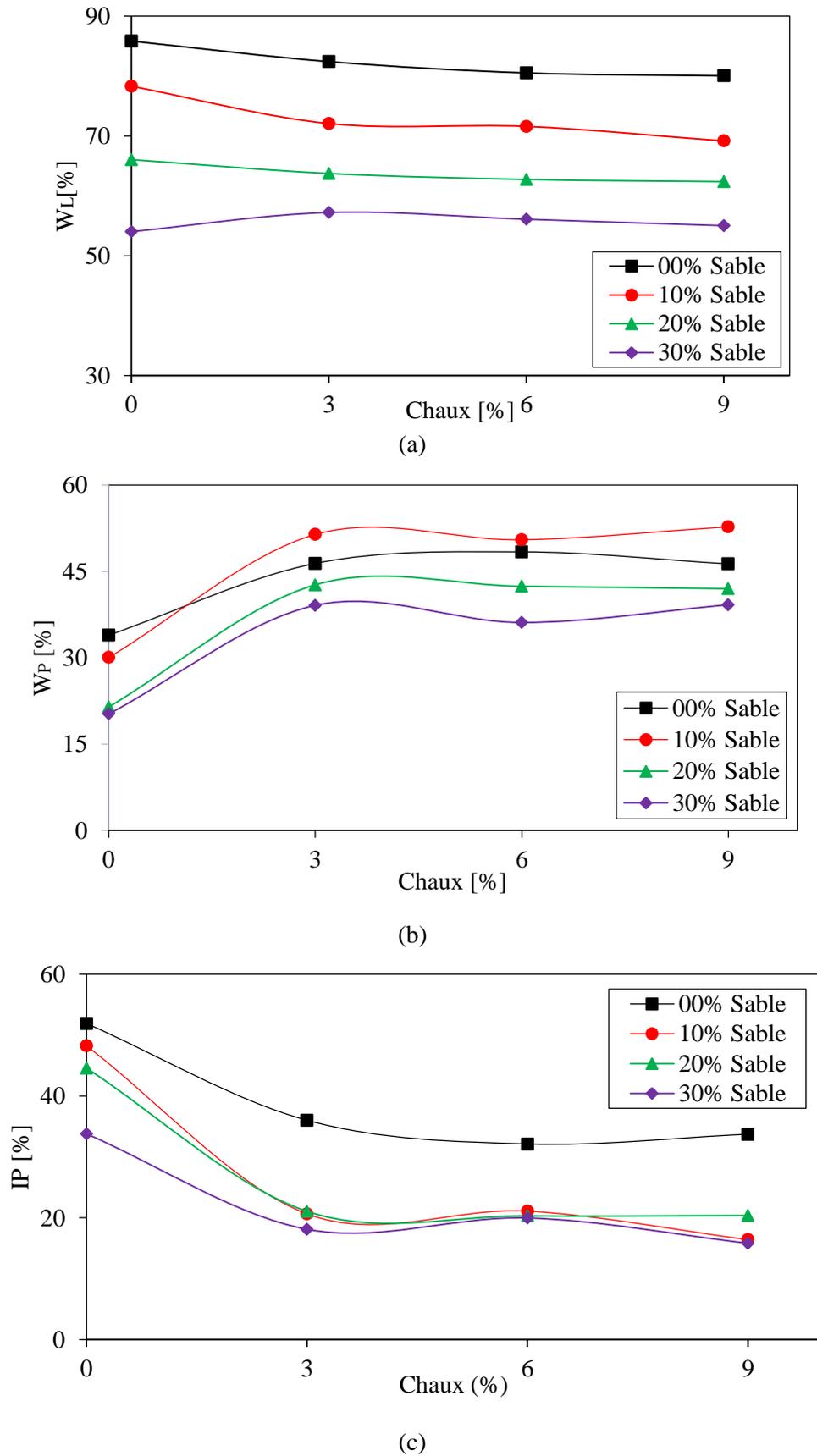


Figure 4.1 — Variation des limites d'Atterberg : (a) Limite de liquidité, (b) Limite de plasticité, (c) Indice de plasticité.

L'ajout de chaux au sol argileux a une influence importante sur la variation des limites d'Atterberg, le W_L a diminué et le W_P a augmenté, en raison de la différence entre W_L et W_P , le IP a diminué avec l'augmentation du pourcentage de chaux. Par exemple, l'ajout de 3 % de chaux au sol argileux a augmenté le W_P de 34 % à 46 % et a diminué le W_L et le IP de 86 % et 51,9 % à 82 % et 36 %, respectivement. Harichane et al. (2012) ont trouvé le même comportement en ajoutant 4 % de chaux à un sol gris qui a été classé comme argile à haute plasticité (CH) qui est de la même classe que le sol étudié. Les auteurs ont remarqué que le W_P du sol traité a augmenté de 32,8% à 57,3% et que W_L et IP ont diminué de 84,8% et 52% à 78,7% et 21,5%, respectivement. La variation des limites d'Atterberg est marginale au-dessus de l'ajout de 3 % de chaux. Ainsi, il peut être considéré comme le point de fixation de la chaux du sol étudié, qui correspond à l'ouvrabilité maximale du sol pouvant être atteinte après traitement à la chaux.

Cette variation des limites d'Atterberg est en accord avec les résultats de Hilt et al. (1960). Cet auteur a conclu que le point de fixation de la chaux des sols argileux traités est compris entre 1% et 3% en poids. Généralement, la variation de la plasticité des sols qui est principalement basée sur deux facteurs tels que le changement de la structure du sol argileux et l'épaisseur de la double couche diffuse s'est développée, après avoir ajouté de la chaux au sol argileux, la concentration de Ca^{2+} a augmenté, ce qui produit une concentration élevée en électrolytes. Par conséquent, l'épaisseur de la double couche diffuse a diminué par la réaction d'échange cationique entre les ions calcium de la chaux et les ions échangeables du sol. En effet, ce facteur contribue à la diminution de la W_L . Le tissu du sol argileux traité passe d'une structure dispersée à une structure floculée, ce qui a augmenté la W_L du sol. La diminution de la limite liquide du sol traité montre clairement que le facteur dominant sur la liquidité du sol est la diminution de l'épaisseur de la double couche diffuse (DCD). De l'autre côté, à la fois le DCD et le changement dans le tissu du sol ont augmenté le W_P du sol argileux traité avec de la chaux. Dash et al. (2012) expliquent l'augmentation de W_P après l'ajout de chaux aux sols argileux par l'augmentation de la concentration de charge et de la viscosité du fluide interstitiel qui augmente la résistance au cisaillement interarticulaire (Comme on le sait, la limite plastique est la teneur en eau lorsque le sol rencontre une certaine résistance au cisaillement en position remoulée).

L'ajout de sable de dunes au sol argileux traité à la chaux a diminué leurs limites d'Atterberg, ce qui a produit une diminution supplémentaire de leur plasticité, après avoir

mélangé 30 % de sable de dunes avec le sol argileux traité à la chaux à 3 %, tous les W_L , W_P et IP ont diminué de 82 %, 46 % et 36 % à 57 %, 39 % et 18 % respectivement. Ce comportement peut s'expliquer par deux facteurs tels que le changement d'une partie des particules d'argile à haute plasticité par du sable de dunes non plastique et la diminution du DCD provoquée par la réaction d'échange cationique entre chaux-argile-sable. Le traitement des sols expansifs avec la combinaison de chaux et de sable conduit à une réduction supplémentaire de la plasticité du sol et de la capacité de changement de volume. Schanz et al. (2017) ont constaté que l'utilisation de la combinaison de chaux et de sable entraînait une réduction supplémentaire des paramètres de gonflement.

4.3 Classification des sols

Les résultats des essais de consistance ont été reportés sur le diagramme de plasticité de Casagrande (Figure 4.2) pour déterminer le changement de classification du sol argileux après son traitement avec les diverses combinaisons comme indiqué dans le système unifié de classification des sols (USCS) ASTM D2487.

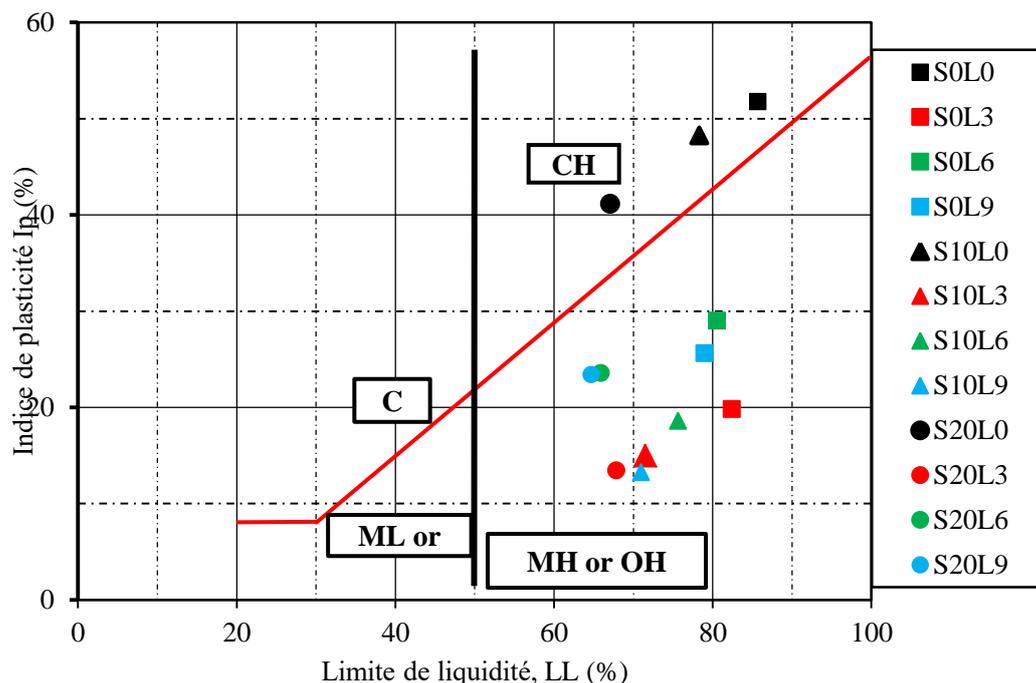


Figure 4.2 — Variation de la classification pour les mélanges argile-sable.

Comme le montre la figure 4.2, le sol étudié a été classé comme une argile CH à haute plasticité avec une limite liquide de 86 % et un indice de plasticité de 52 %. Les points représentant la classe de mélange sable-argile étaient au-dessus de la ligne A, l'augmentation de la teneur en sable dans le mélange a déplacé les points représentatifs vers le bas à gauche

du graphique de plasticité de Casagrande, ce qui signifie que le sol se comporte toujours comme un sol argileux mais avec une faible plasticité. Ce comportement est dû au remplacement des particules d'argile par du sable de dunes non plastique. On peut noter que l'ajout de 30% de sable de dunes n'est pas suffisant pour changer la classe de sol de CH à CL.

Pour le sol argileux traité avec les différentes combinaisons "chaux-sable", les points représentatifs tombaient en dessous de la ligne A lorsque la teneur en stabilisants augmentait. Par conséquent, les sols étudiés changent de classe d'argile à haute plasticité (CH) à limon à haute plasticité (MH). Le même comportement a été observé par [Harichane et al. \(2012\)](#) lorsqu'ils ont traité un sol de classe (CH) avec 4, 8 et 10 % de chaux. Ces changements de classe de sol après traitement peuvent s'expliquer par la réaction d'échange des cations entre la chaux et l'argile qui a produit une structure de sol floclé avec une faible plasticité. Après avoir ajouté du sable de dunes au sol argileux traité à la chaux, les points représentatifs se dirigent vers le limon à faible plasticité (ML) ce qui signifie que l'ajout de sable de dunes au sol argileux traité à la chaux a amélioré leurs résultats de stabilisation.

4.4 Compactage (Proctor)

Les [figures 4.3](#) et [4.4](#) montrent l'influence de l'ajout de sable de dunes, de chaux et de leurs combinaisons sur les paramètres de compactage du sol argileux traité. On constate que l'augmentation de la teneur en sable des dunes ajoutée au sol argileux a augmenté leur densité sèche maximale et diminué la teneur en eau optimale. Le sol argileux naturel compacté a une γ_{d-max} de 15,2 kN/m³ et un ω_{opt} de 23,6%. En ajoutant 30 % de sable de dunes au sol étudié, la γ_{d-max} a augmenté à 18,4 kN/m³ et ω_{opt} a diminué à 17,2 %. Ainsi, la valeur γ_{d-max} s'est améliorée de 20% par rapport au sol naturel. Le même comportement a été observé par [Amri et al. \(2019\)](#) lorsque les auteurs ont constaté que l'ajout de 40 % de sable de dunes de Zaafrane à un sol argileux expansif diminuait la ω_{opt} de 20 % à 13,5 % et augmentait la γ_{d-max} de 16,1 à 18,7 kN/m³.

La variation des caractéristiques de compactage du mélange argile-sable est basée sur la modification de la structure du sol après l'ajout de particules de sable, l'augmentation de γ_{d-max} due à la modification de la gradation et de la disposition des particules du mélange. D'un autre côté, la diminution de ω_{opt} peut s'expliquer par la réduction de la surface spécifique du mélange causée par l'incorporation de particules de sable dans l'argile et par la plus faible affinité du sable pour l'eau.

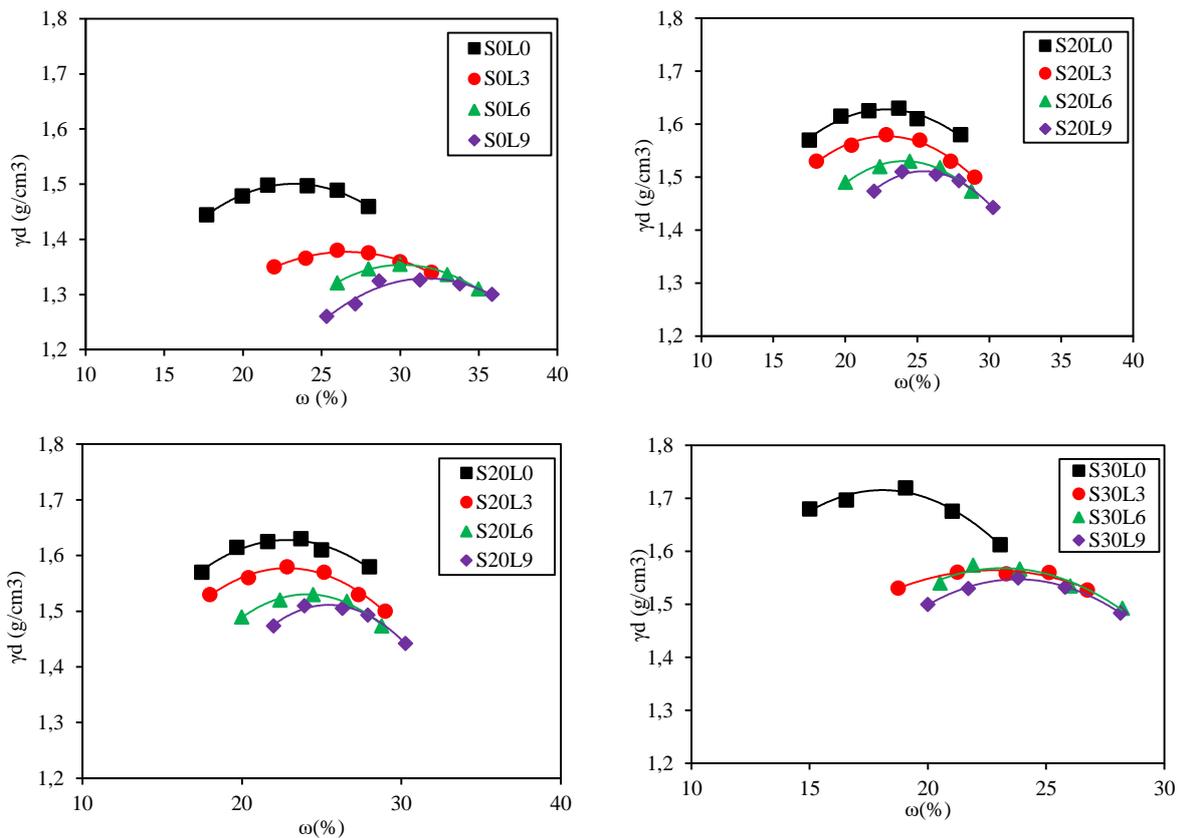
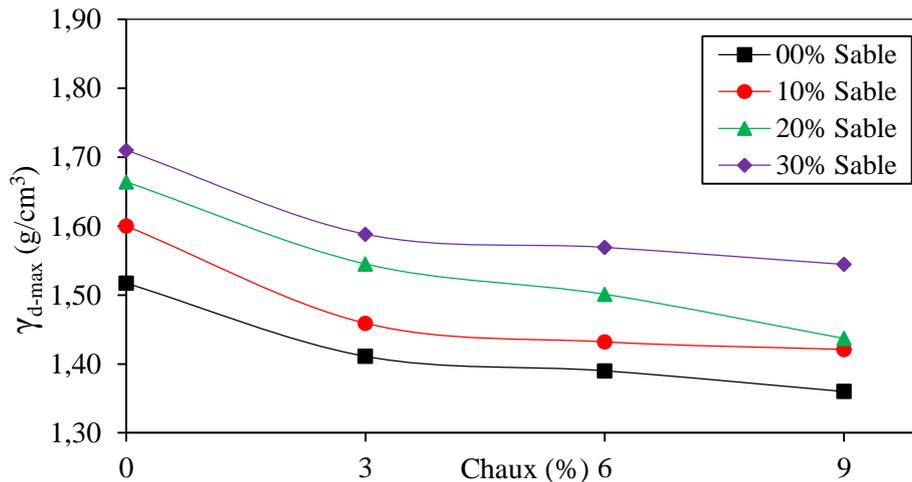


Figure 4.3 — Courbes de compactage du sol et traitées à la chaux et au sable.

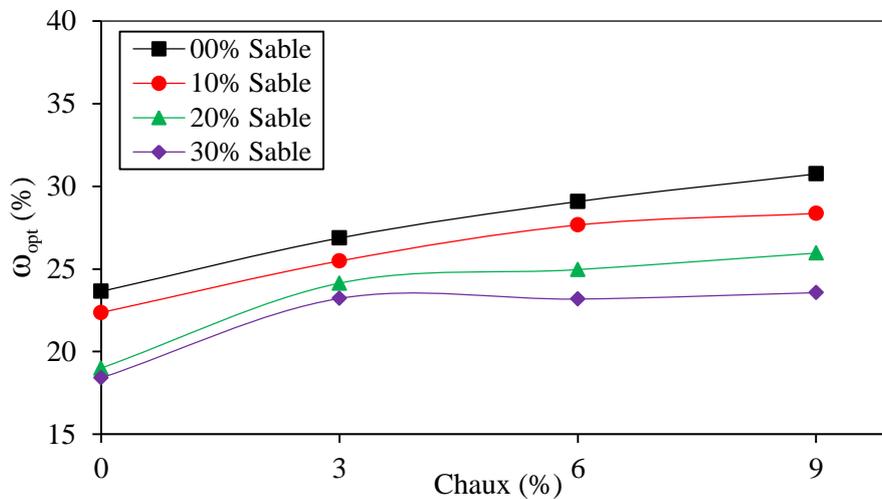
On peut clairement voir que le traitement du sol argileux à la chaux a diminué γ_{d-max} et augmenté ω_{opt} . Après avoir ajouté 9% de chaux au sol étudié la ω_{opt} est passée de 23,6% à 30,7% avec une réduction de 11% de γ_{d-max} , des résultats similaires ont été rapportés dans la littérature dans le cas des sols argileux stabilisés à la chaux (Dash et al., 2012; ASTM D2166/D2166M; Garzón et al., 2016; Hashemi et al., 2017). Ce comportement peut être expliqué par ; a) le poids spécifique plus faible de la chaux par rapport au sol étudié, b) l'agrégation des particules de sol après traitement à la chaux qui a produit des floccs qui occupent un espace plus important, c) la réaction pouzzolanique entre les particules d'argile et les ions calcium présents dans la chaux ce qui engendre l'augmentation de la ω_{opt} .

La γ_{d-max} du sol argileux traité à la chaux a augmenté et ω_{opt} a diminué en raison de l'augmentation du pourcentage de sable de dunes, l'ajout de 30 % de sable de dunes à 9 % de sol argileux traité à la chaux a augmenté leur γ_{d-max} de 13 % et réduit ω_{opt} de 23 % par rapport à l'utilisation chaux seule. Comme mentionné dans le paragraphe précédent, l'ajout de chaux au sol argileux a diminué leur γ_{d-max} , mais l'ajout de sable de dunes au mélange chaux-argile a

corrige cette perte de densité en modifiant la gradation et la disposition des particules du sol. Dans cette étude, le sable de dunes et le sol argileux étudié ont la même valeur de densité (2,65), ce qui signifie que l'augmentation de γ_{d-max} , après avoir ajouté du sable de dunes au sol argileux, n'est pas liée à la densité des matériaux utilisés mais elle est due au remplacement d'une partie des particules d'argile à haute plasticité et à fort pouvoir gonflant par des sables de dunes non actifs.



(a)



(b)

Figure 4.4 — Variation des paramètres de compactage pour les mélanges argile-sable avec l'augmentation de la teneur en chaux. (a) la densité sèche maximale, (b) la teneur en eau optimal.

Généralement, l'augmentation de la ω_{opt} dans la stabilisation du sol est basée sur le changement des caractéristiques d'agrégation du sol et l'augmentation de la capacité de rétention d'eau. [Jha et al. \(2015\)](#) ont justifié l'augmentation de la ω_{opt} pour les sols argileux stabilisés à la chaux par l'augmentation de la capacité de rétention d'eau provoquée par la

floculation du sol et le supplément d'eau nécessaire à la réaction pouzzolanique. La même explication a été mentionnée par Harichane et al. (2012) et Garzón et al. (2016). La diminution de ω_{opt} , lors de l'augmentation de la teneur en sable des dunes, peut s'expliquer par la réduction des particules d'argile qui ont été remplacées par du sable des dunes, ces réductions des particules d'argile ont provoqué une diminution de la réaction pouzzolanique entre les particules de chaux et d'argile. Donc, une teneur plus faible en eau nécessaire à ces réactions.

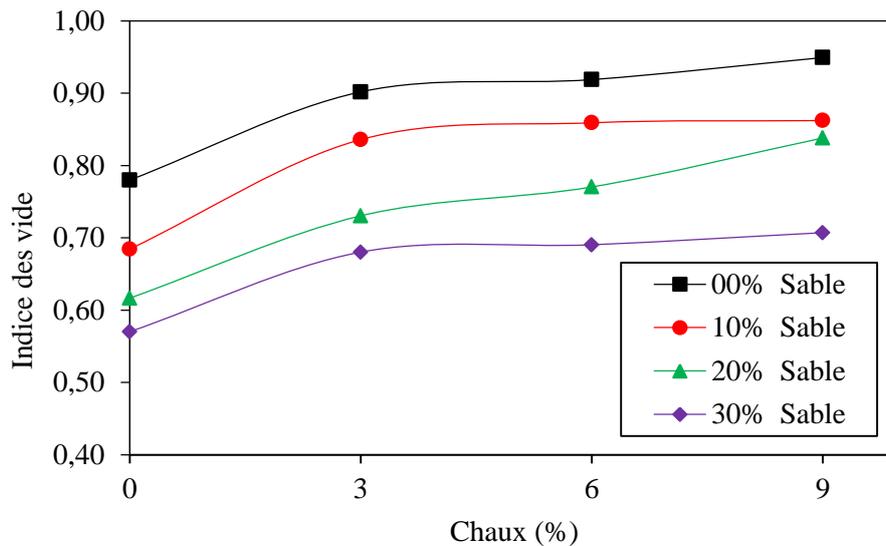


Figure 4.5 — Variation de l'indice de vide pour les mélanges argile-sable

4.5 Résistance de compression uniaxial

La relation contrainte-déformation des essais de compression (R_c) sont illustrées à la figure 4.6 pour les échantillons de sol argileux non traité, argile-sable, argile-chaux et argile-chaux-sable après 28 jours de durcissement. Les courbes contrainte-déformation pour les mélanges du sol argileux étudié avec différentes teneurs en sable de dunes, sont montrées sur la figure 4.6-a. Une forme similaire a été observée pour les courbes des mélanges argile-sable et argile non traitée, la forme des courbes est caractéristique du comportement ductile avec un mode de rupture plastique. La résistance R_c a augmenté rapidement pour obtenir la valeur maximale à un pourcentage de déformation variant entre 4% et 10%, après cette valeur de la résistance maximale, la résistance est restée constante ou a légèrement diminué (résistance résiduelle). Les mêmes résultats ont été observés par Amri et al. (2019) lorsqu'ils ont étudié l'effet de l'ajout de sable de dunes à un sol expansif.

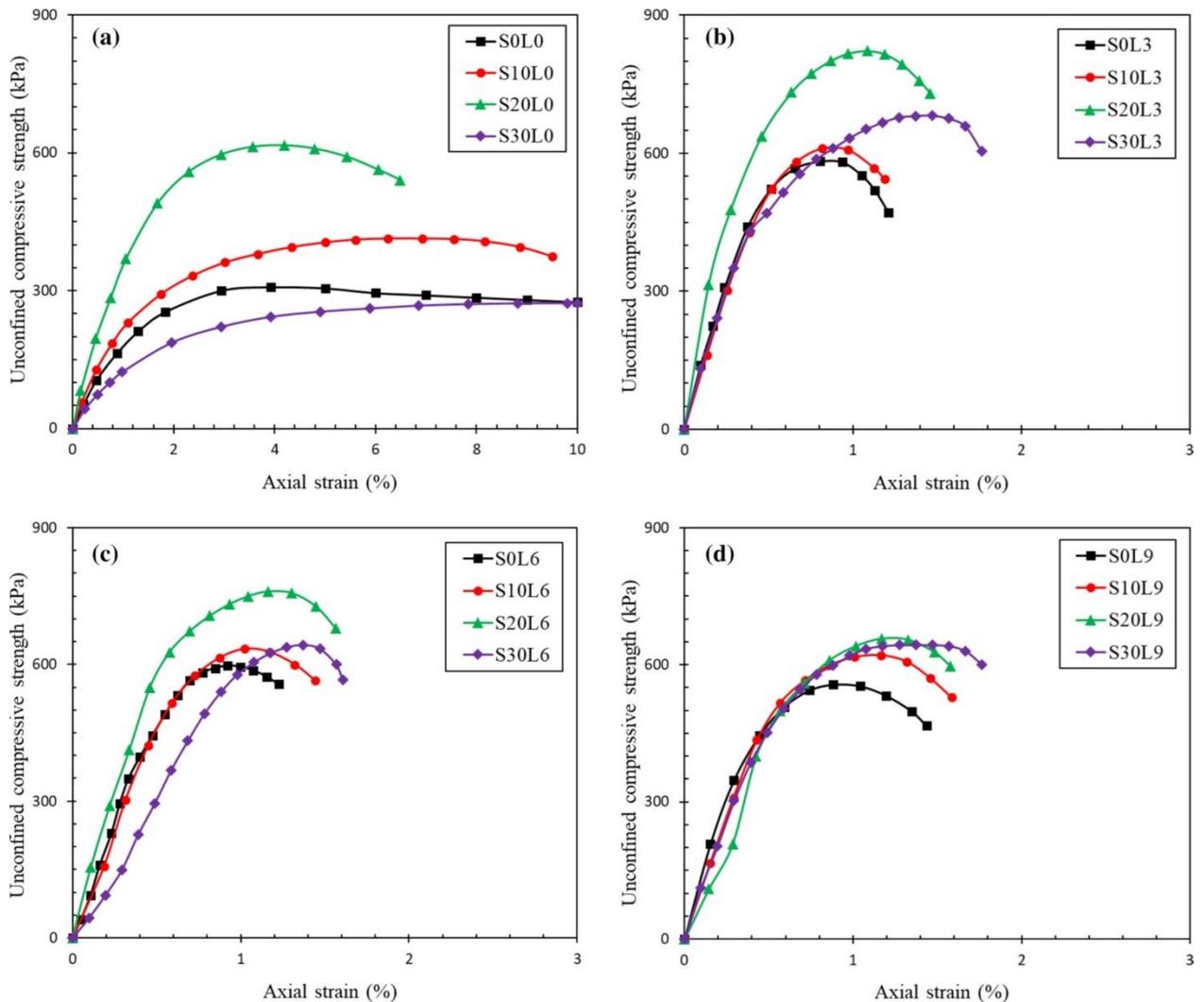


Figure 4.6 — Courbe R_c -déformation pour les combinaisons étudiées après 28 jours de temps de cure.

L'ajout de la chaux au sol argileux et les mélanges argile-sable modifient leur comportement de ductile à cassant (Figure 4.6 b, c, d). Les courbes de déformation axiale pour les échantillons d'argile et d'argile-sable traité à la chaux ont presque la même forme. Toutes ces courbes montrent clairement un comportement du matériau fragile sans résistance résiduelle. De plus, leurs valeurs de la résistance de compression maximale se produisent dans une plage de déformation axiale de 0,8% à 1,6%. Cette modification sensible du comportement du sol est principalement due à la cimentation des particules de sol flocculées produites par les réactions pouzzolaniques entre argile-chaux et argile-chaux-sable.

La figure 4.7 représente la variation de la résistance à la compression uni axial (R_c) d'un sol argileux stabilisé avec diverses combinaisons d'additifs à 28 jours de temps de cure. La valeur de la résistance en compression de sol naturel est de 315 kPa, l'ajout de 10 % et 20 % de sable de dunes au sol étudié a augmenté leur R_c à 416 kPa et 619 kPa respectivement,

l'augmentation de sable de dunes à 30% a produit une réduction considérable de R_c (274 kPa), il n'est pas jugé obligatoire de poursuivre l'enquête pour des proportions plus importantes. Par conséquent, 20% de sable de dunes est la teneur optimale en sable pour le sol étudié. Le même comportement a été observé par [Amri et al. \(2019\)](#), lorsqu'ils ont étudié l'effet de l'ajout de sable de dunes sur la résistance en compression d'un sol argileux expansif. Les auteurs ont constaté que le sol argileux a de meilleurs résultats lorsque l'ajout de sable est de 30% (teneur en sable optimale), R_c du sol argileux est passé de 160 kPa à 208 kPa. Par contre, cette augmentation de R_c est suivie d'une légère baisse après l'augmentation de la teneur en sable à 40%.

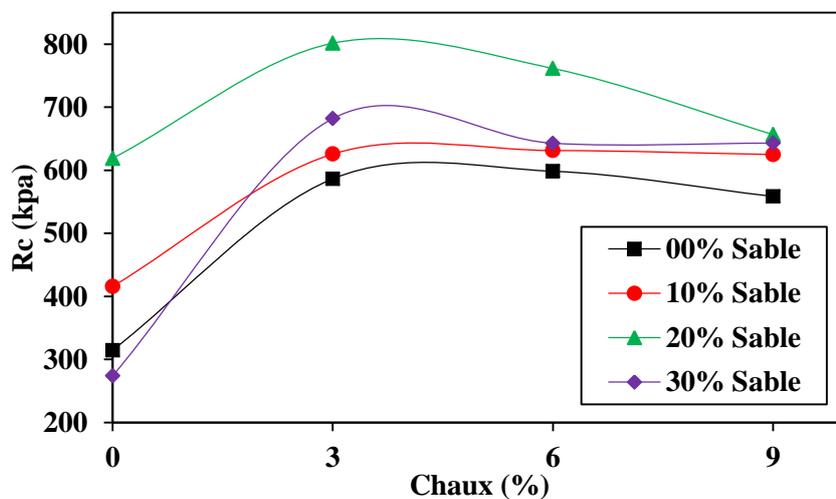


Figure 4.7 — Variation de la résistance de compression uniaxial pour les mélanges argile-sable

Comme on le sait, R_c exprime la cohésion du sol. Ainsi, la variation de R_c des mélanges argile-sable peut s'expliquer par deux facteurs. D'une part, le sable de dunes est un sol sans cohésion ; par conséquent, l'augmentation de la teneur en sable des dunes a produit une diminution de la cohésion et, par conséquent, R_c a diminué. D'un autre côté, l'ajout de sable de dunes au sol argileux a produit une structure de sol plus dense, ce qui a augmenté R_c des mélanges avec l'augmentation du pourcentage de sable de dunes. D'après les résultats obtenus dans cette étude, on peut noter que le facteur de réduction a l'effet prédominant, lors de l'ajout de sable de dunes avec un pourcentage supérieur à 20%.

En général, la résistance à la compression uni axial des sols argileux stabilisés à la chaux augmentait avec l'augmentation à la fois de la teneur en chaux et du temps de cure ([Harichane et al., 2012](#)). Cette augmentation de R_c est due à la réaction sol-chaux telle que la floculation des particules de sol et la réaction pouzzolanique qui produisent de nouveaux composés de

cimentations. Dans cette recherche, l'ajout de 3 % de chaux au sol étudié a augmenté sa valeur de R_c à 28 jours de 86 % par rapport au sol argileux non traité. R_c du sol traité reste presque constant lorsque le pourcentage de chaux augmente au-delà de cette valeur. Ainsi, 3% de chaux est la teneur optimale en chaux (PFC) pour le sol étudié. Le même phénomène a été rapporté par Bell (1996), lorsque l'auteur a remarqué que les sols expansifs réagissaient plus rapidement au gain de résistance lorsqu'ils étaient traités avec une faible teneur en chaux et que les sols argileux montmorillonites obtenaient leur valeur R_c maximale à un PFC de 4%., par rapport aux sols kaoliniques et argileux quartzeux, dont les PFC variaient respectivement entre 4-6% et 4-8%. Ce comportement peut s'expliquer par la teneur en eau nécessaire à l'hydratation de la chaux, la chaux n'a pas de frottement ni de cohésion appréciable sans hydratation, le PFC d'un sol argileux traité correspondant à la teneur en chaux qui s'est totalement hydratée avec leur teneur en eau optimal. Ainsi, une augmentation de la teneur en chaux supérieure à cette valeur produit une proportion supplémentaire de chaux n'ayant pas réagi qui peut diminuer la valeur de la résistance en compression.

La figure 4.7 montre clairement que l'ajout de sable de dunes au sol argileux traité à la chaux a amélioré leur valeur R_c (les R_c de la combinaison chaux-argile-sable de dunes sont plus élevés que celles du mélange chaux-argile). Comme indiqué sur la figure 4.7, R_c du mélange argile-sable a augmenté lors de l'ajout de 3 % de chaux, cette augmentation de la résistance à la compression suivie soit d'une stabilité, soit d'une légère diminution de R_c lors de l'augmentation de la teneur en chaux. D'un autre côté, R_c a augmenté avec l'augmentation de la teneur en sable des dunes jusqu'à 20%, au-dessus de ce pourcentage, R_c a considérablement diminué. Par conséquent, la combinaison optimale utilisée pour la stabilisation des sols argileux étudiés est le mélange de 20 % de sable de dunes et de 3 % de chaux (S20L3). Cette amélioration significative de R_c lors du traitement des sols argileux avec l'association sable de dunes et chaux due au changement de la structure du sol, lorsqu'ils se densifient et par les réactions pouzzolaniques supplémentaires entre chaux, argile et sable de dunes qui ont produit une structure de sol plus floclée avec plus de composants cimentaires qui lient les particules de sol et conduisent à un gain de résistance important.

La figure 4.8 représente la relation entre la limite plastique et la résistance à la compression libre pour le sol argileux et le mélange argilo-sableux traité avec différentes teneurs en chaux. Tant pour l'argile que pour le mélange argilo-sableux, R_c et le PL ont le même comportement lorsqu'ils sont traités à la chaux (Fig. 4.8).

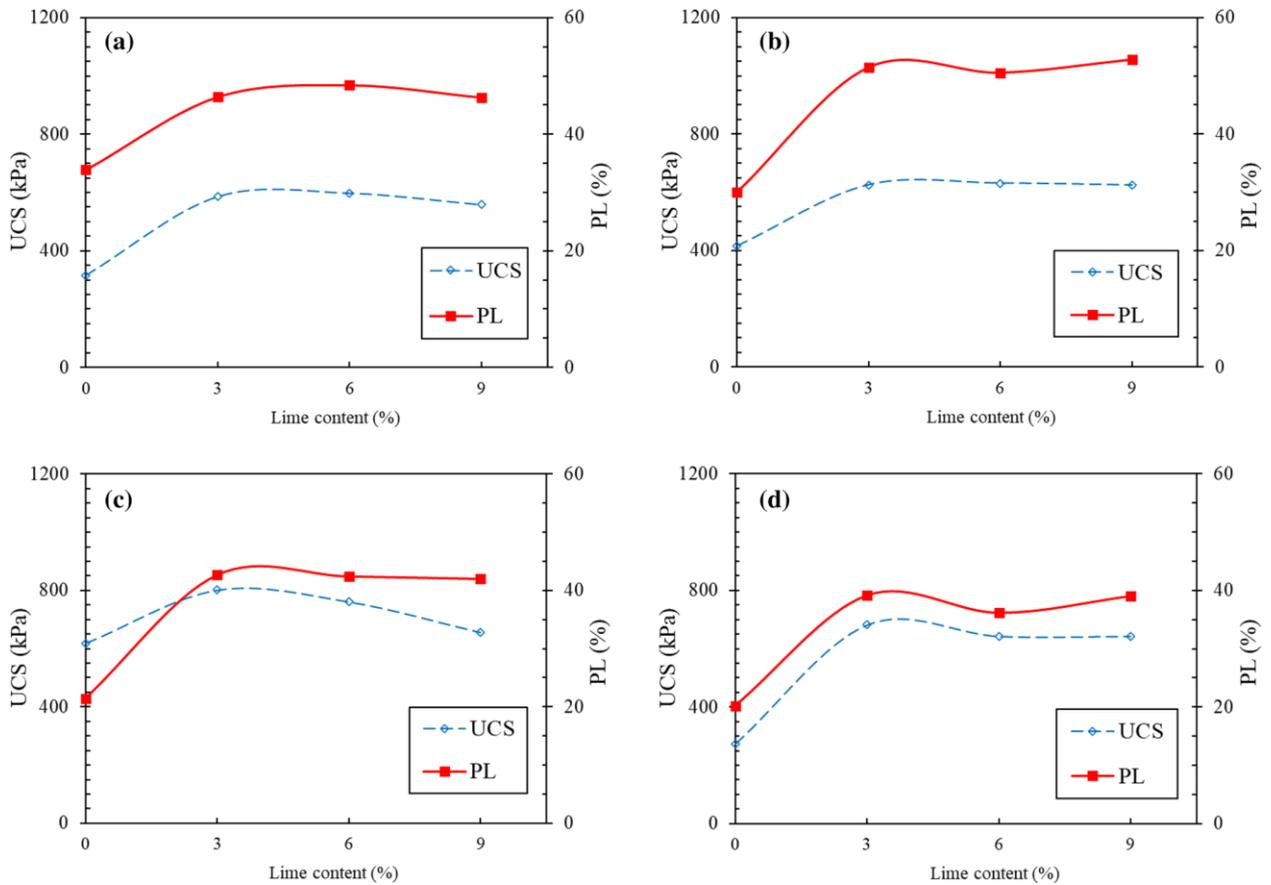


Figure 4.8 — Comparaison des résultats WL et Rc en fonction de la variation de la teneur en chaux. (a) 0 % sable, (b) 10 % sable, (c) 20 % sable, (d) 30 % sable.

Comme indiqué, le W_L et R_c du sol traité ont obtenu leur valeurs maximales après l'ajout de 3 % de chaux. Au-dessus de ce contenu, aucun changement bénéfique supplémentaire dans W_L et R_c n'est observé. Les mêmes résultats ont été observés par [Ciancio et al. \(2014\)](#). Lorsqu'ils ont comparé la variation de W_L et R_c d'un sol préparé traité avec différentes teneurs en chaux. Les auteurs ont découvert que les courbes W_L et R_c ont le même comportement et que les valeurs maximales de R_c et de W_L ont été obtenues pour une PFC de 4 % de chaux. [Hilt et al. \(1960\)](#) ont étudié les points de fixation de la chaux qui donnent la valeur maximale à la fois de la limite plastique et de la résistance à la compression uniaxial de différents types de sols argileux. Les auteurs ont conclu que le W_L et R_c des sols argileux stabilisés à la chaux ont la même variation. Après avoir comparé le PFC qui a donné l'augmentation maximale de W_L et R_c à la même teneur en chaux pour les deux. Les auteurs ont proposé une équation pour déterminer le PFC pour les sols argileux comme indiqué dans l'équation (4.1).

$$OLC = \frac{\% \text{ d'argile } 2\mu}{35} + 1.25 \tag{4.1}$$

Pour le sol argileux et le mélange argile-sable des dunes étudiés dans cette recherche, l'accord entre les PFC calculé dans le [tableau 4.1](#) selon l'Equation (1) proposé par [Hilt et al. \(1960\)](#) et le pourcentage de chaux correspondant à la plus forte augmentation des tests R_c et W_L , indique que cette équation est adaptée à la détermination de la valeur approximative de le PFC des sols étudiés.

Tableau 4.1: Détermination de l'OLC selon l'équation proposée par [Hilt et Davidson](#).

Sol traité	Fraction argileux	Résultats de l'équation (1)	Teneur en chaux optimale
Sol + 00% sable	74	3.3	3
Sol + 10% sable	67	3.1	3
Sol + 20% sable	59	2.9	3
Sol + 30% sable	52	2.7	3

4.7 Essai pH selon le test d'Eades and Grim

La [figure 4.9](#) montre la variation du pH des mélanges Argile-sable avec le pourcentage de chaux ajoutée dans une plage de (0 à 9%). La valeur initiale du pH du sol est de 8,42, et a augmenté à environ 12,4 avec un pourcentage de chaux de 8,67 %, 6,20 % et 3,34 % de chaux pour l'argile mélangée à 0%, 10% et 20% de sable respectivement. Après cela, une augmentation plus faible du pH jusqu'à une valeur constante de 12,55.

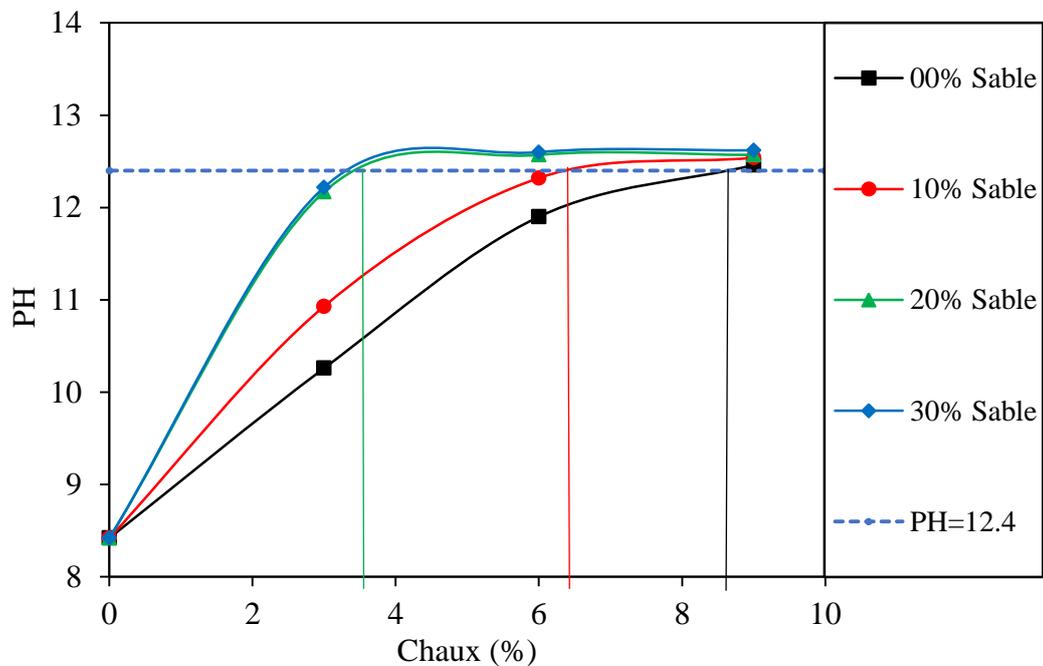


Figure 4.9 — Variation du PH pour les mélanges argile-sable.

L'ajout de chaux augmente la valeur du pH sur une échelle favorable qui contribue à une plus grande dissolution de la silice et de l'alumine des particules d'argile pour former les produits de gel cimentaire. La littérature indique que la quantité de chaux requise pour le développement de la résistance dépend de leur minéralogie (Eades et Grim, 1960). L'argile à plasticité en hauteur utilisée dans cette étude, qui a un déficit de charge, des particules plus petites et une plasticité élevée, a une capacité d'échange de cations beaucoup plus élevée pour satisfaire ce déficit de charge (Little, 1987).

L'argile naturelle ayant une capacité d'échange cationique élevée, pour satisfaire cette réaction, elle nécessite beaucoup plus de chaux que les mélanges argile-sable. Les mélanges argile-sable réagissent facilement et rapidement avec la chaux et la réaction commence avec les premiers incréments de chaux. Ozier et al. (1977) ont également noté que la résistance augmente dès que le calcium commence à attaquer les bords de la kaolinite. A l'inverse, l'argile naturelle, avec sa capacité d'échange élevée, s'est avérée nécessiter une certaine quantité de chaux pour que la résistance commence à augmenter de manière substantielle. Ils ont conclu que les sols de surface élevée et de capacité d'échange élevée développeraient moins de résistance à faible teneur en chaux que ceux ayant une surface plus petite et une capacité d'échange plus faible. Des résultats similaires ont également été obtenus par Moore et al. (1971) et par Ford et al. (1982). Ceci explique la réponse prononcée de l'argile + 20 % de sable à 3,34 % de chaux par rapport à la réponse de l'argile seulement à 8,67 % de chaux.

4.8 Analyse granulométrique

La distribution granulométrique du sol naturel et des mélanges sol-sable-chaux est illustrée à la figure 4.10.

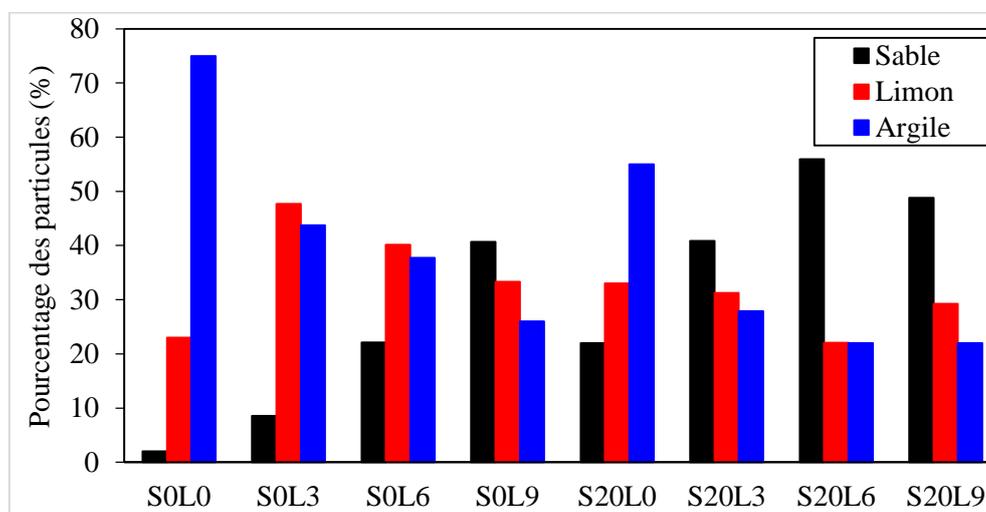


Figure 4.1 — Influence des stabilisants sur la granulométrie.

Les résultats montrent une diminution significative de la fraction d'argile et une augmentation de la fraction de limon lorsque la chaux a été ajoutée, et la fraction de sable a légèrement augmenté. Ce comportement peut être justifié par l'agrégation et la floculation des particules de sol, dues aux échanges cationiques induits par le traitement à la chaux.

4.9 Pression de pré consolidation

La [figure 4.11](#) indique les variations de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective après 28 jours de durcissement pour des échantillons stabilisés. Les résultats de la [Fig. 4.11](#) illustrent que l'utilisation de la chaux comme additif de stabilisation contrôle le tassement important de l'argile normalement consolidée. Selon les résultats de la [Fig. 4.11](#), pour un sol non stabilisé sous une contrainte effective de 800 kPa, $\Delta H/H_0$ est égal à 0,135, ce qui signifie que pour chaque mètre d'argile normalement consolidée, environ 13,5 cm de tassement a lieu à une charge externe de 800 kPa. Lorsque la concentration de chaux atteint environ 9 %, le tassement relatif diminue à 0,01, ce qui signifie que près de 91 % du tassement a été évité. En d'autres termes, en raison de la réaction pouzzolanique avec l'application de 9% de chaux, le tassement attendu passe de 13.5 cm à 1 cm, pour un mètre d'argile molle stabilisée. Selon les résultats de la [Fig. 4.11](#), une augmentation supplémentaire de la quantité de chaux n'a pas d'impact significatif sur le tassement du sol. Un comportement similaire est observé dans l'utilisation du combinaison chaux-sable comme agents des stabilisations.

L'influence favorable de la chaux sur le comportement de consolidation du sol peut être attribuée à l'augmentation des gels de CSH qui résultent la réaction pouzzolanique entre la silice réactive disponible dans le sol et la chaux hydratée.

Ainsi que, les essais de consolidation ont été réalisé pour déterminer les caractéristiques de consolidation des sols non traités et traités. La variation de la contrainte de pré-consolidation P_c avec la chaux, chaux-sable et le temps de cure est illustrée à la [Fig. 4.12](#). On peut observer que la P_c augmente progressivement avec le pourcentage de chaux jusqu'à 9 % de chaux au-delà. On constate qu'elle diminue avec l'addition supplémentaire de chaux. Les mêmes observations ont été observées pour les sols mélangés avec du sable avec des proportions de 10 et 20, mais nous avons remarqué une diminution de la pression de pré-consolidation après l'ajout de 6% et 3% de chaux, respectivement.

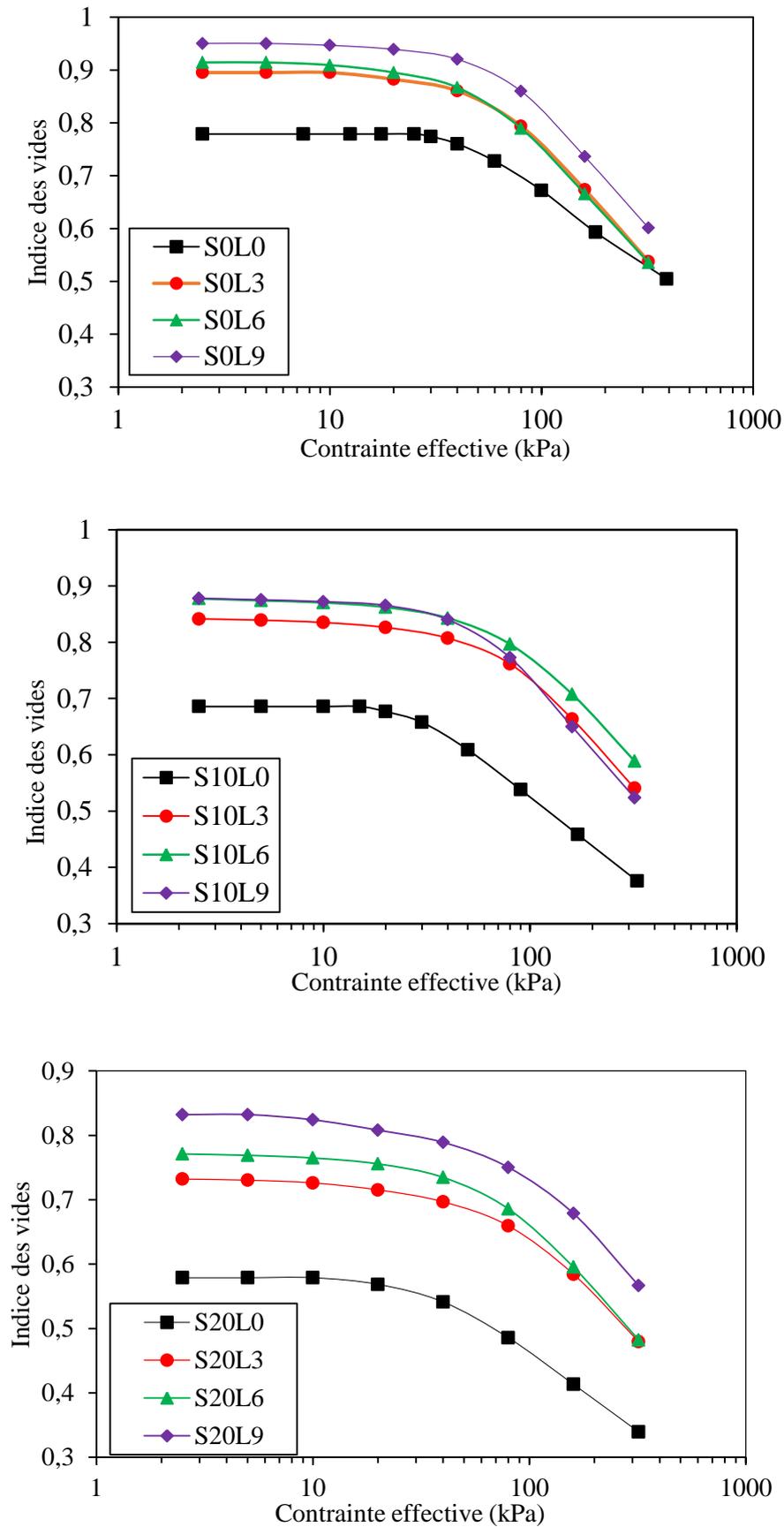


Figure 4.11 — Variations de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective pour les échantillons d'argile avec différents pourcentages des stabilisants.

La même tendance est observée pour toutes les périodes de cure. La P_c du sol non traité est obtenue à 62 kPa. La combinaison S0L9, S10L6, S20L3 après une période de durcissement de 28 jours a amélioré la P_c à 121 kPa, 131 kPa, 160 kPa respectivement.

En raison de la réaction d'échange de cations, une augmentation de la floculation et de l'agrégation a provoqué un effet de pré-consolidation induit chimiquement, entraînant une augmentation de la contrainte verticale effective. Ces chiffres suggèrent également que le temps de durcissement eu d'effet considérable sur les pressions de pré-consolidation, un temps de cure de 28 jours semble fournir un traitement efficace.

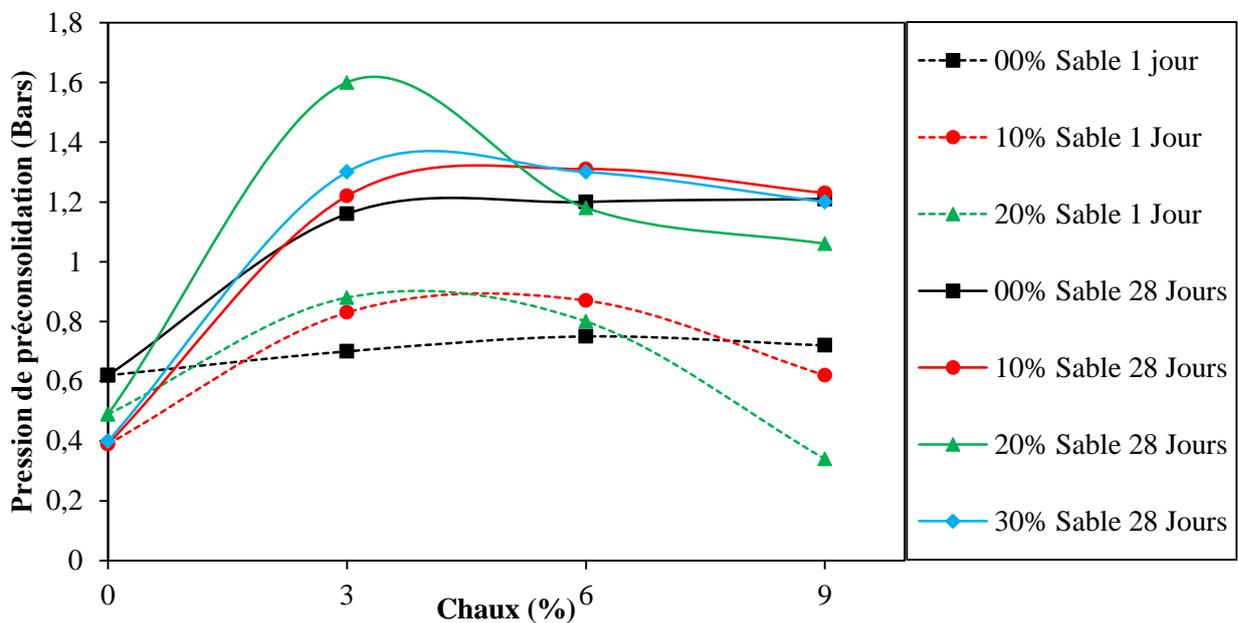


Figure 4.12 — Variation de la pression de pré-consolidation pour les mélanges argile-sable avec l'augmentation de la teneur en chaux.

Sur la base de la discussion précédente, Après avoir augmenté le pourcentage de traitement au sable, il a été observé que la teneur optimale en chaux diminuait et qu'une résistance plus élevée était obtenue, les échantillons traités avec 20% de sable et 3% de chaux ont été donnés de meilleurs résultats. Les courbes montrent que l'ajout de 20 % de sable et 3% de la chaux augmente la pression de pré-consolidation d'environ 258 % par rapport au sol naturel.

4.10 La perméabilité

La perméabilité du sol peut changer de manière significative en réponse à trois effets : la dissolution des minéraux, les réactions d'échange d'ions et la dessiccation due au déplacement de l'eau par des fluides hautement organiques. L'ajout de chaux à un système de sol et d'eau

produit les deux premiers effets, comme expliqué au chapitre 1. Les résultats des effets de la dissolution minérale et de l'échange d'ions, lorsque l'ion est Ca^{++} , est une augmentation de la perméabilité, du moins initialement. En fait, ont trouvé des augmentations significatives de la perméabilité lors du traitement à la chaux des sols et ont lié cette augmentation de la perméabilité à l'augmentation du volume des pores due à la floculation comme montre dans la [figure 4.5](#). Dans cette étude on trouve une augmentation de la perméabilité dans les argiles expansives traitées à la chaux. Ainsi que, la perméabilité suivie d'une diminution à cause du produit pouzzolanique qui s'accumulait dans les régions interstitielles [figure 4.13](#).

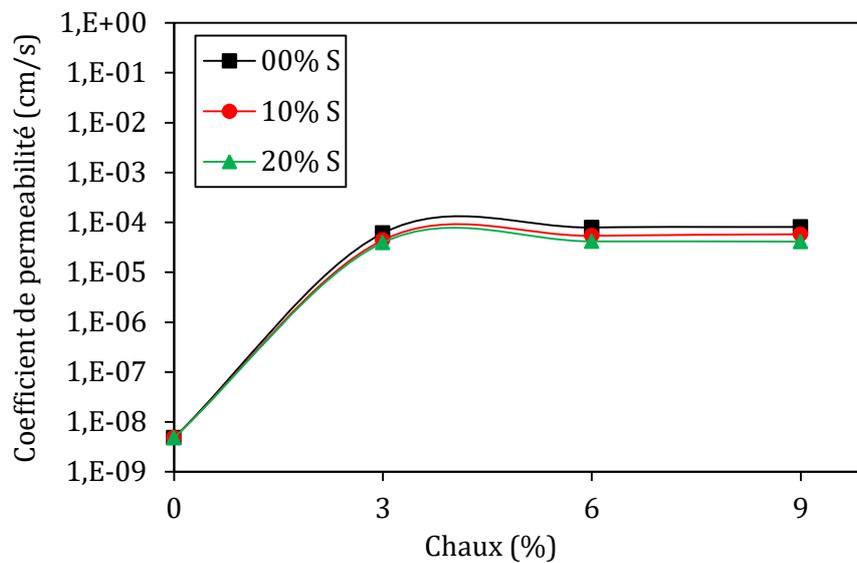


Figure 4.13 — Variation de la perméabilité en fonction de la teneur des stabilisants.

La perméabilité de beaucoup de ces sols stabilisés à la chaux reste considérablement supérieure à celle du sol naturel. Cependant, dans certains sols réactifs à la chaux, la perméabilité diminue avec le durcissement et les réactions pouzzolaniques associées jusqu'à

4.11 Microscope électronique à balayage (MEB)

[Figure 4.14](#) représente l'évolution de la microstructure du sol argileux avant et après traitement avec les teneurs optimales en sable des dunes, chaux et leur combinaison après 28 jours de temps de cure. La micrographie MEB du sol argileux compacté ([Fig. 4.12-a](#)) présente une structure de tassement serrée massive visible, les agrégats de plaques d'argile sont assemblés dans un emballage dispersé avec un grand contact mutuel. Cette forme microstructurale des sols argileux compactés a été rapportée par plusieurs chercheurs ([Rosone et al., 2018](#); [Harichane et al., 2010](#)). Comme le montre la [figure 4.14-b](#), l'ajout de sable de dunes au sol argileux a produit une structure de sol homogène et plus dense que le sol seul.

Ceci confirme les résultats obtenus à partir des tests expérimentaux, concernant la diminution de la plasticité des sols et l'augmentation de leur R_c alors que le sable a été ajouté à 20% en poids (Pourcentage optimal du sable).

Des mélanges d'argile traitée à la chaux et de sable de dunes ont produit une structure flocculée avec un tissu ouvert (Fig. 4.14 c, d). Ce changement de structure du sol est provoqué par la réaction de la chaux avec les sols étudiés comme les échanges cationiques et la floculation des particules du sol. Après 28 jours de durcissement, on peut voir que la surface des particules d'argile est enveloppée de gel de cimentation, ce qui indique la formation de nouveaux composés de cimentation tels que les hydrates de silicate de calcium C-S-H et les hydrates de silicate de calcium et d'aluminium C-A-S-H en raison de la réaction pouzzolanique.

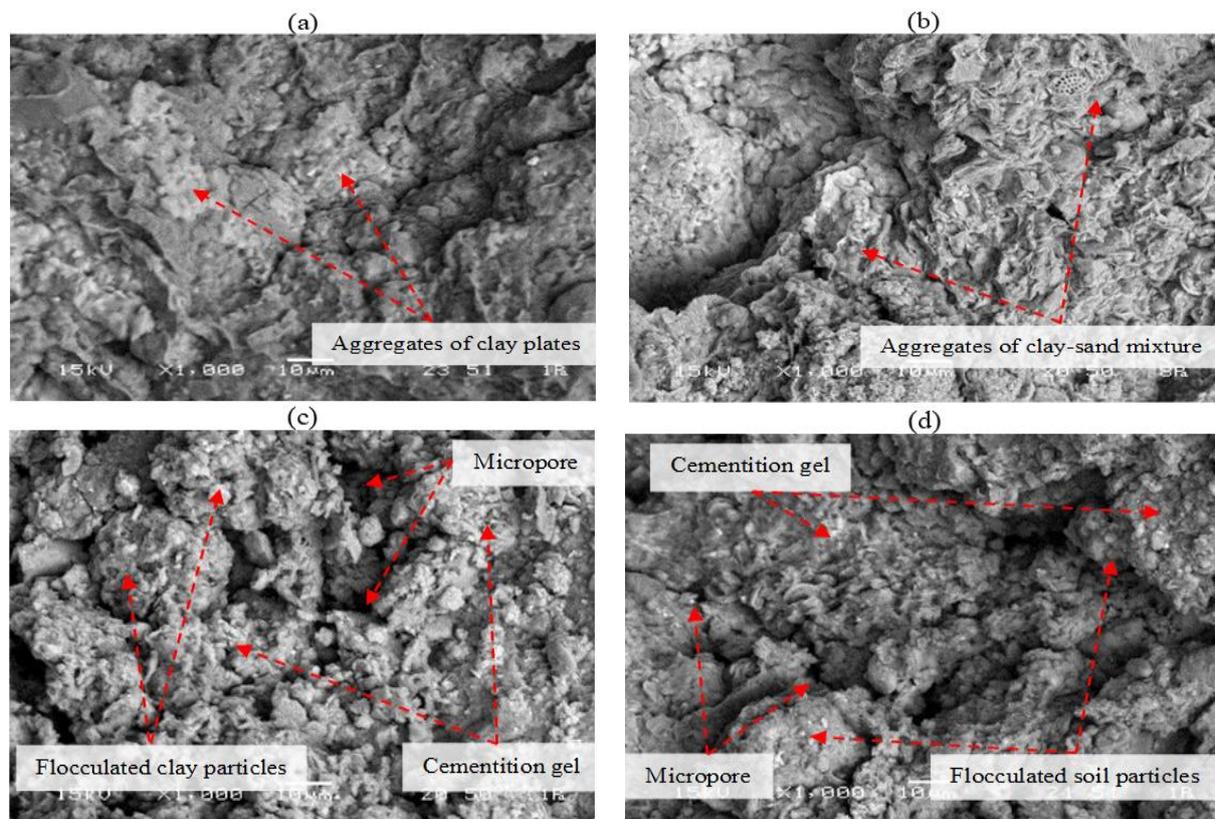


Figure 4.2 — Micrographies MEB du sol argileux traité avec les teneurs optimales en sable des dunes, en chaux et leur combinaison après 28 jours de temps de cure. (a) sol argileux, (b) sol argileux + 20 % sable des dunes, (c) sol argileux + 3 % chaux, (d) sol argile.

Pendant 28 jours, la chaux a été traitée par un sol argileux (Fig. 4.14-c), les particules d'argile ont été flocculées ensemble pour former des particules plus grosses qui créent de nouveaux micropores. Dans le cas de l'ajout de 20 % de sable de dunes au sol argileux traité à la chaux (Fig. 4.14-d), un tissu de sol moins ouvert avec plus de particules flocculées a été observé. Cela signifie que le mélange argile-chaux-sable a une structure plus dense due à la réaction

pouzzolanique supplémentaire produite entre le chaux-argile et le sable des dunes. Cette modification de la microstructure du sol justifie l'amélioration significative des propriétés géotechniques du sol traité avec l'association chaux-sable par rapport à l'utilisation de la chaux seule.

4.11 Conclusion

Plusieurs essais ont été effectués au laboratoire pour étudier l'effet de la combinaison "sable, chaux" sur les paramètres physiques et mécaniques d'un sol argileux. À partir des essais réalisés et leur discussions, les conclusions suivante a été tirée. :

- Les limites d'Atterberg du sol changement considérablement par l'addition des stabilisants. Pour le sol argileux classé en tant qu'argile très plastique (CH), on a observé une légère diminution des limites de liquidité et de plasticité. Une diminution significative de l'indice de plasticité a été constatée.
- La densité sèche maximale des mélanges argile-sable des dunes a augmenté et la teneur en eau optimal a diminué avec l'augmentation de la teneur en sable. La stabilisation du sol argileux à la chaux a diminué leur densité sèche maximale et augmenté la teneur en eau optimal. Ce comportement s'explique par la faible masse volumique de la chaux et la réaction qui se produit entre la chaux et les particules d'argile (agrégation/floculation et réaction pouzzolanique). L'ajout de sable des dunes au mélange chaux-argile a corrigé la perte de densité causée par l'ajout de chaux,
- Les valeurs de la résistance à la compression ont augmenté avec l'augmentation de la teneur en sable des dunes jusqu'à une teneur optimale en sable de 20 %. Au-dessus de ce pourcentage, une réduction considérable de la résistance a été observée. Les échantillons d'argile-chaux et d'argile-chaux-sable des dunes se comportent comme des matériaux fragiles avec des valeurs de résistance à la compression et la pression de pré-consolidation plus élevées par rapport aux sols argileux non traités et aux mélanges argile-sable. Ce comportement est dû à la cémentation des particules floculées des mélanges produits par la réaction pouzzolanique chaux-argile et chaux-argile-sable.
- La distribution granulométrique montre une diminution significative de la fraction d'argile et une augmentation de la fraction de limon lorsque de la chaux a été ajoutée, et la fraction de sable a légèrement augmenté.

- Une structure de sol plus dense a été observée lors du mélange de sable de dune avec le sol argileux étudié. Le sol argileux traité à la chaux a un tissu de sol ouvert (plus de micropores) causé par la cimentation des particules d'argile flocculées en raison de la flocculation et des réactions pouzzolaniques. Les mélanges chaux-argile-sable des dunes ont un tissu de sol moins ouvert (structure du sol plus dense) avec plus de particules flocculées par rapport au sol argileux traité à la chaux seule.

Chapitre 5

*Effet des ajouts sur le
comportement dynamique
des sols*

5.1 Introduction

Pour évaluer l'effet des charges dynamiques sur les constructions de génie civil, il est nécessaire de comprendre, mesurer et modéliser les propriétés des sols concernés. Un problème d'ingénierie impliquant un chargement dynamique des sols nécessite la détermination du module de cisaillement (G) et du coefficient d'amortissement (D). Ces paramètres sont généralement déterminés soit en laboratoire, soit sur le terrain à l'aide de diverses techniques. La première section de ce chapitre définit les propriétés dynamiques de sol. Dans la deuxième section, les essais en laboratoire pour la détermination des propriétés dynamiques sont discutés. L'objectif de cette étude est d'étudier la relation entre les propriétés dynamiques des sols cohésifs non traités et traités en fonction de pourcentages des stabilisants.

5.2 Propriétés dynamiques du sol

La réponse du sol qui est soumis à des charges dynamiques est régie par les propriétés dynamiques du sol. Pour déterminer ces propriétés, la réponse obtenue après différents cas de charge doit être analysée. Un sol typique soumis à un chargement cyclique présente une réponse d'hystérésis. La boucle d'hystérésis produite à partir du chargement cyclique d'un sol typique peut être décrite par le chemin de la boucle elle-même ou par deux paramètres qui décrivent sa forme générale. Ces paramètres sont l'inclinaison et le souffle de la boucle d'hystérésis, le module de cisaillement et le taux d'amortissement [Luna et al. \(2000\)](#). Comme l'amplitude de déformation du chargement cyclique est variée, différentes tailles de boucles seront développées [Shankar et al. \(2013\)](#).

5.3 Les paramètres dynamiques des sols

5.3.1 L'amortissement D

L'amortissement du matériau représente la dissipation de l'énergie de déformation lors du chargement cyclique ([Kramer, 1996](#) ; [Moayerian 2012](#)) défini comme le rapport entre l'amortissement du système et l'amortissement critique (pas de mouvement oscillatoire impliqué). Au fur et à mesure que l'élément du sol perd de sa rigidité avec l'amplitude de la déformation, sa capacité à amortir les forces dynamiques augmente. Cela est dû à l'énergie dissipée dans le sol par frottement, chaleur ou plastification. Le coefficient d'amortissement est proportionnel à la surface à l'intérieur de la boucle hystérétique [Abu \(2011\)](#). Il est évident que chacune de ces propriétés dépendra de l'amplitude de la déformation pour laquelle la

boucle d'hystérésis est déterminée (Figure 5.1) et donc les modules de cisaillement et les facteurs d'amortissement doivent être déterminés en fonction de la déformation induite dans un échantillon de sol ou dépôt de sol Abraham (2014).

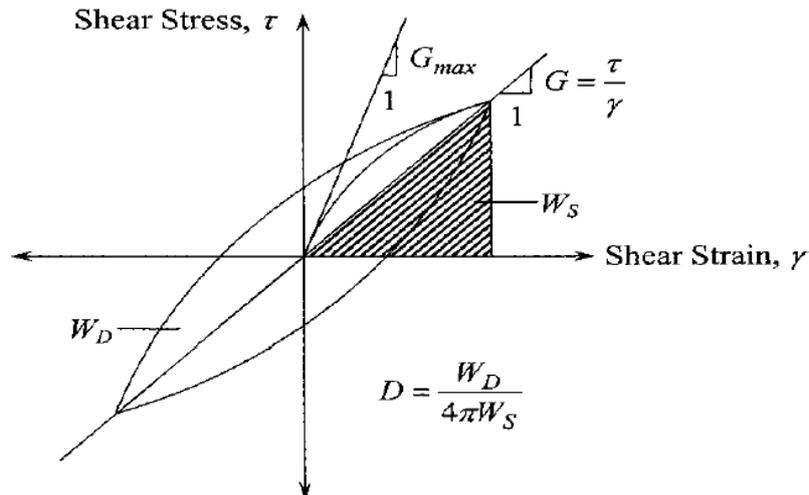


Figure 5.1 — Boucle hystérétique pour un cycle de chargement montrant G et D (Seed et al, 1970).

Le rapport d'amortissement peut être obtenu par :

$$D = \frac{A_L}{4\pi A_T} \quad (5.1)$$

Où, A_L = énergie dissipée dans un cycle de chargement.

A_T = énergie de déformation maximale pendant le cycle.

5.3.2 Module de cisaillement G

Le module de cisaillement, G , est généralement défini comme la pente de la ligne reliant deux points extrêmes sur la boucle d'hystérésis à une certaine déformation de cisaillement (Figure 5.2). De plus, G peut être exprimé comme le rapport de la contrainte de cisaillement cyclique (and) et de la déformation cyclique correspondante (γ).

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (5.2)$$

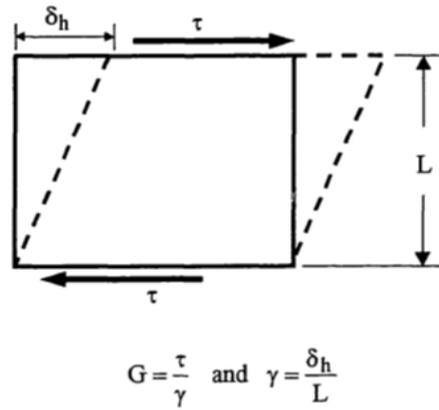


Figure 5.2 — Définition du module de cisaillement G .

La vibration d'une couche de sol horizontale excitée par le mouvement horizontal d'un tremblement de terre est un bon exemple de condition de cisaillement simple sur le terrain [Hardin et al. \(1972\)](#). Les mêmes informations montrées dans la [figure 5.2](#) peuvent être représentées en utilisant le tracé de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement. En général, la contrainte de cisaillement simple cyclique et la déformation lors d'un séisme seront caractérisées par une amplitude et une fréquence aléatoires.

5.4 Méthodes de détermination du module de cisaillement et des caractéristiques d'amortissement

Pour les essais en laboratoire, diverses procédures d'essai ont été utilisées pour déterminer les modules de cisaillement et les caractéristiques d'amortissement. Les principales procédures peuvent être résumées comme suit :

5.4.1 Essai triaxial cyclique

Le test triaxial cyclique a été l'expérience la plus régulièrement utilisée pour la mesure des propriétés dynamiques du sol à des niveaux de souches élevées. Dans un test triaxial, un échantillon de sol cylindrique est situé entre les plateaux de chargement supérieur et inférieur et entouré d'une membrane en caoutchouc relativement mince. Le spécimen du sol est soumis à une contrainte radiale et à une contrainte axiale, qui sont appliquées pneumatiquement. La différence entre les contraintes radiales et axiales s'appelle la contrainte du déviateur. Le stress du déviateur, dans les tests triaxiaux cycliques, est appliqué de manière cyclique ([Kramer, 1996](#)). Étant donné que les caractéristiques du sol sont régies par des contraintes efficaces, toutes les méthodes de test des sols à des niveaux de contrainte élevées doivent être

capables de contrôler la pression de l'eau de pore de l'échantillon ainsi que le drainage de l'eau pour déterminer le changement de volume et les pressions de l'eau dans l'échantillon de sol.

Des recherches approfondies ont été menées sur des propriétés dynamiques de l'argile à l'aide de tests triaxiaux cycliques. De plus, l'utilisation de la chaux en tant que stabilisant dans des sols argileux a été étudiée et les propriétés dynamiques de l'argile stabilisée de la chaux sont déterminées (Fahoum, 1994). Pour déterminer le module de cisaillement et le rapport d'amortissement de ce procédé, l'échantillon est d'abord consolidé sous une pression de confinement et de toute pression allouée, σ_3 , puis une contrainte cyclique prédéterminée verticale (contrôlée de contrainte) ou une souche (contrainte contrôlée) est appliquée. Une courbe de contrainte axiale typique (boucle d'hystérésis) d'un test triaxial est obtenu à partir d'un dispositif d'acquisition de données spécial. À partir d'une telle boucle, le module élastique, E , est calculé en ayant la pente de la ligne droite reliant les deux points extrêmes de la boucle d'hystérésis.

$$E = \frac{\Delta\sigma_a}{\varepsilon_a} \quad (5.3)$$

Où: $\Delta\sigma_a = \sigma_{dp}$ et ε_a : souche axiale maximale.

Le module de cisaillement peut également être calculé en utilisant la relation suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (5.4)$$

Où: G : le module de cisaillement et μ : le coefficient de Poisson.

Le coefficient d'amortissement peut être déterminé à partir du graphique de contrainte d'hystérésis à l'aide de l'équation suivante:

$$D = \frac{A_L}{4\pi A_T} \quad (5.5)$$

Où, A_L = l'énergie dissipée dans un cycle de chargement.

A_T = l'énergie de déformation maximale pendant le cycle.

5.4.2 L'essai de la colonne de résonante

L'essai sur colonne résonante est l'essai de sol en laboratoire le plus fréquemment utilisé pour mesurer les propriétés de faible déformation 10^{-6} à 10^{-4} (10^{-4} % à 10^{-2} %) (ASTM D 4015-92). L'essai de la colonne résonante pour déterminer le module et les caractéristiques d'amortissement des sols est basé sur la théorie de la propagation des ondes dans les tiges prismatiques (Hall et Woods 1970). Des ondes de compression ou des ondes de cisaillement peuvent être propagées à travers l'échantillon de sol à partir desquelles le module de Young ou le module de cisaillement peut être déterminé. Un tel dispositif se compose essentiellement d'un système d'entraînement à bobine-aimant, d'un accéléromètre ou d'un transducteur de vitesse pour surveiller le mouvement du système d'entraînement, d'un transformateur différentiel variable linéaire (LVDT) ou d'un autre transducteur de déplacement pour détecter le changement de hauteur verticale de l'échantillon de sol, et une chambre de confinement. La technique de la colonne résonante a d'abord été appliquée pour tester les sols par des ingénieurs japonais, (Ishimoto et al., 1937 ; Iida, 1940). Environ 20 ans plus tard (Shannon, et al., 1959 ; Wilson et al., 1960) décrit de nouvelles applications du principe de la colonne résonante. Woods (1978) a discuté de différents dispositifs utilisés dans le monde entier.

5.5 Préparation des échantillons

Étant donné que cette étude a examiné les propriétés dynamiques des sols argileux, des mélanges homogènes et de haute qualité étaient nécessaires pour améliorer la précision des résultats des essais. Le tableau 5.1 énumère la composition du sol, du sable et de la chaux utilisés dans cette étude. Le sol, le sable et la chaux ont été mélangés à l'état sec pour obtenir une répartition uniforme, puis de l'eau distillée a été ajoutée jusqu'à atteindre la teneur en eau optimale. Tous les mélanges concernés ont été préparés avec une densité sèche maximale (γ_{d-max}) et une teneur en eau optimale (ω_{opt}) afin de ressembler aux conditions de la pratique de l'ingénierie. Certains chercheurs ont également utilisé le (γ_{d-max}) et la teneur en eau optimale pour les échantillons d'argile à étudier dans des conditions non saturées. Dans de tels cas, (ω_{opt}) et (γ_{d-max}) peuvent être considérés comme les conditions initiales des échantillons.

Tableau 5.1 — Programme expérimental.

Designation	Indice de plasticité (%)	Densité sèche maximal(g/cm^3)	Teneur en eau optimal (%)	Indice de vide	Fréquence des vibrations (Hz)	Pression de confinement (kPa)
S00L0	51.9	1.52	23.64	0.78	0.5	50
S00L3	36	1.41	26.87	0.9	0.5	50
S00L6	32.1	1.39	29.08	0.92	0.5	50
S00L9	33.7	1.36	30.75	0.95	0.5	50
S10L0	48.3	1.6	22.36	0.68	0.5	50
S10L3	20.7	1.46	25.48	0.84	0.5	50
S10L6	21.1	1.43	27.66	0.86	0.5	50
S10L9	16.4	1.42	28.36	0.86	0.5	50
S20L0	44.6	1.66	19	0.62	0.5	50
S20L3	21.1	1.55	24.14	0.73	0.5	50
S20L6	20.3	1.5	24.96	0.77	0.5	50
S20L9	20.4	1.44	25.96	0.84	0.5	50

Le mélange sol-chaux-sable-eau a été soigneusement malaxé par un mélangeur mécanique jusqu'à ce qu'il soit homogène. Après mélange, les échantillons ont été étroitement enfermés dans un sac en plastique hermétique et stockés à température ambiante pendant 24 heures pour homogénéisation de l'humidité. Pour obtenir la densité sèche requise, le mélange a été compacté dans un moule cylindrique spécial (100 mm de long, 50 mm de diamètre). Afin d'obtenir des échantillons de sol homogènes, les échantillons ont été préparés par compactage en 5 couches. Après cela, tous les échantillons ont été recouverts de cire pour minimiser la perte d'eau. Tous les échantillons ont été durcis pendant 28 jours (figure 5.3).

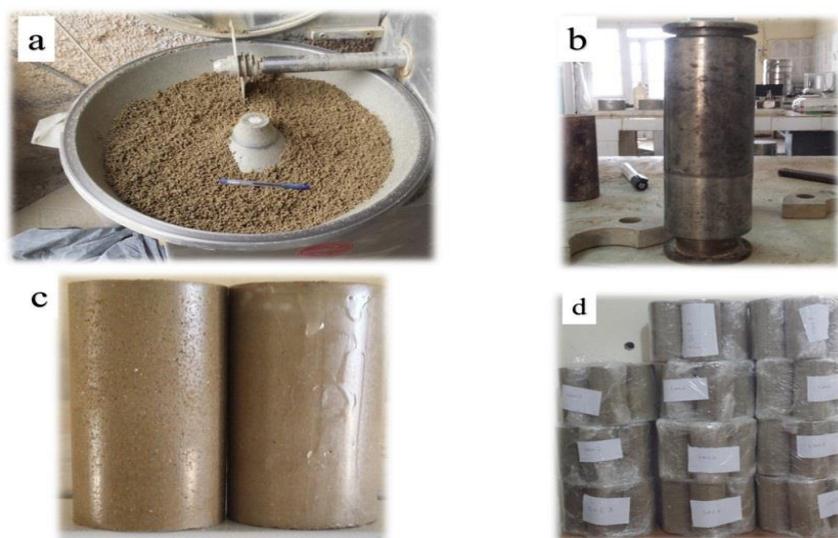


Figure 5.3 — Préparation du sol traité (a) Sol traité après le malaxage, (b) Confection des éprouvettes, (c) Recouvrir les échantillons de cire, (d) stockage des échantillons.

On constate que ces échantillons sont dotés d'une bonne homogénéité, indiquant que la méthode est adaptée à la préparation d'échantillons avec un mélange d'argile, de sable et de chaux. Les paramètres pris en compte pour l'étude sont une amplitude de déformation de cisaillement cyclique de 0,2 %, un nombre de cycles de chargement (1 à 50) et une fréquence de chargement de 0,5 Hz.

5.6 Résultats des tests dynamiques

Un chargement cyclique contrôlé en déformation a été appliqué sur tous les échantillons à une amplitude de déformation axiale de 0,2% et une fréquence de 0,5 Hz comme chargement d'entrée, comme le montre la [Figure 5.4](#).

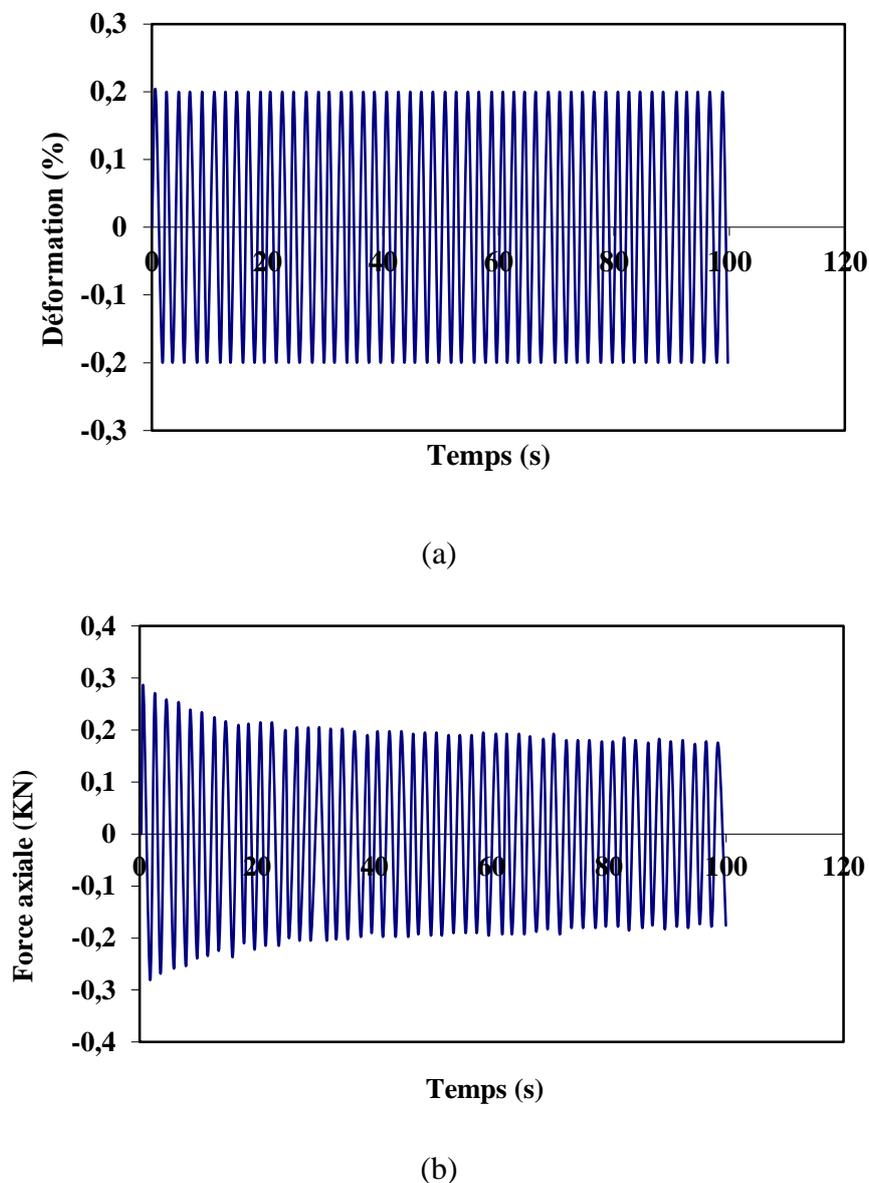
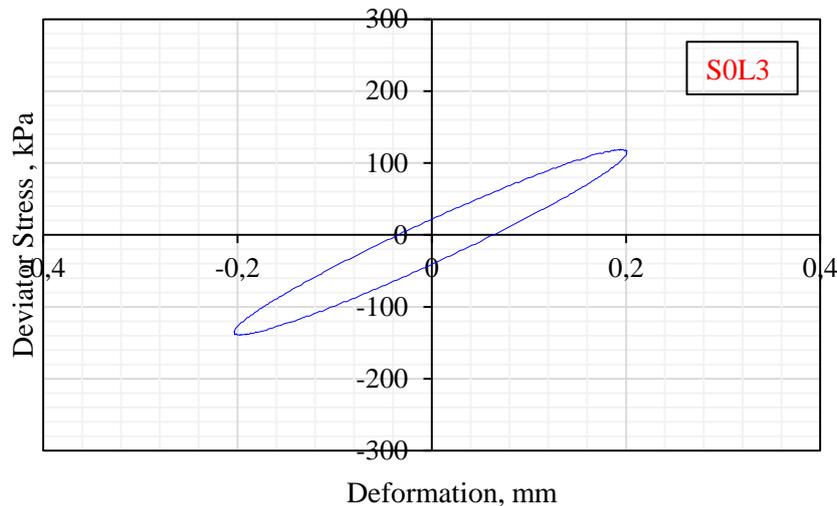
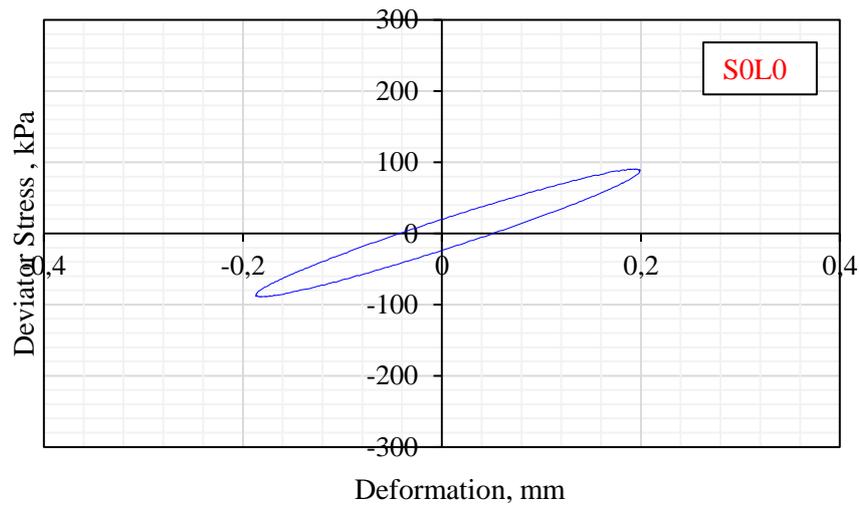
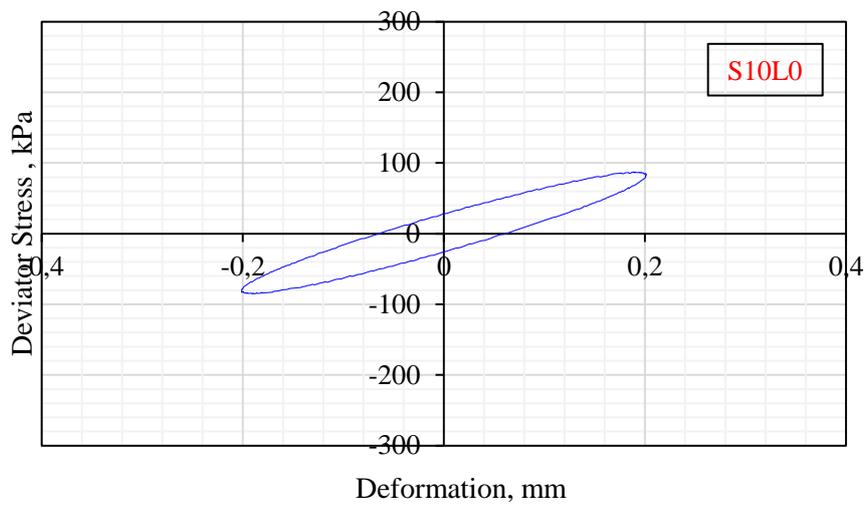
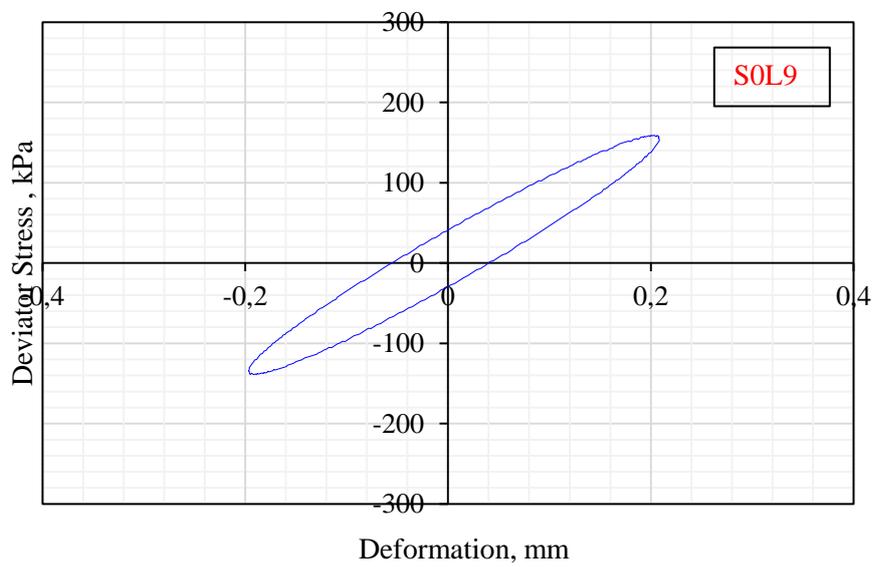
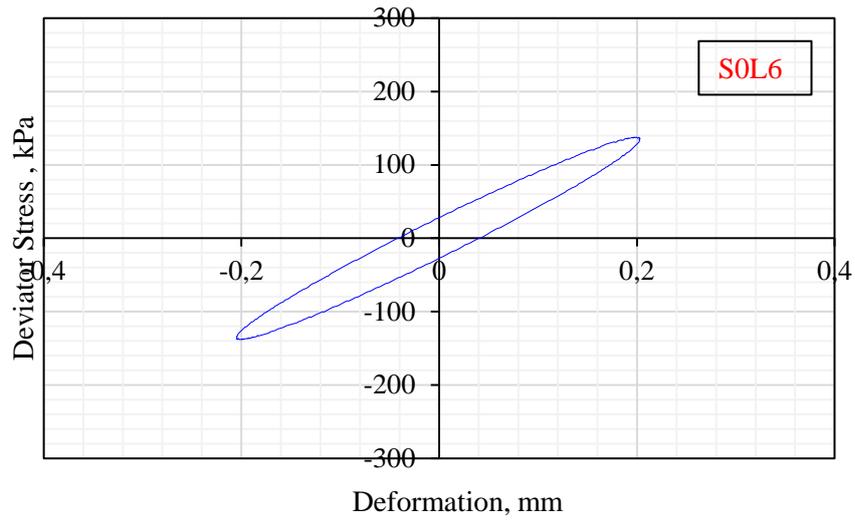
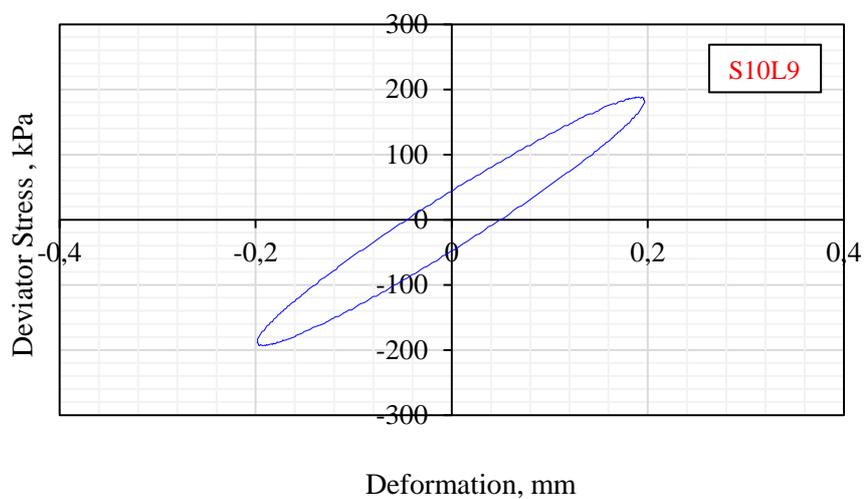
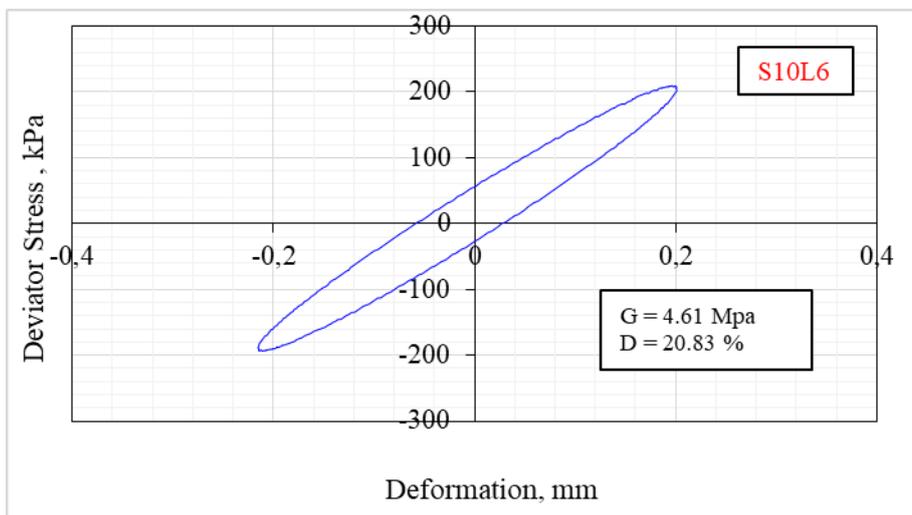
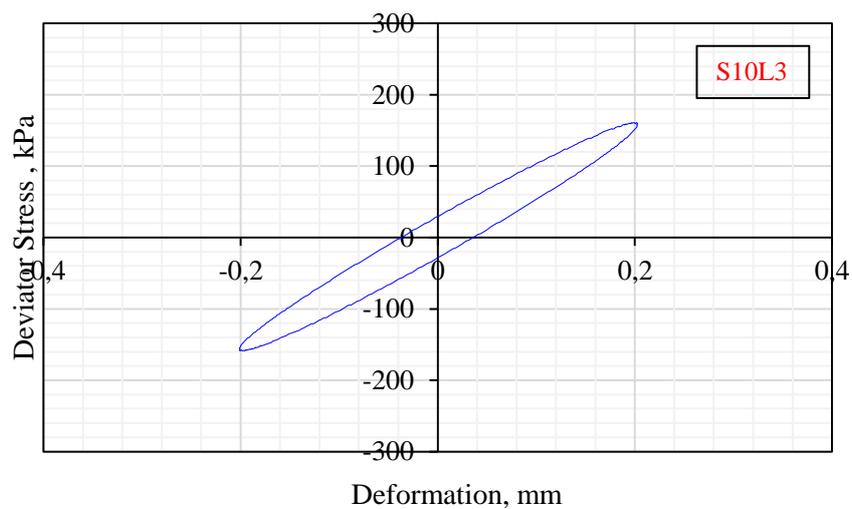


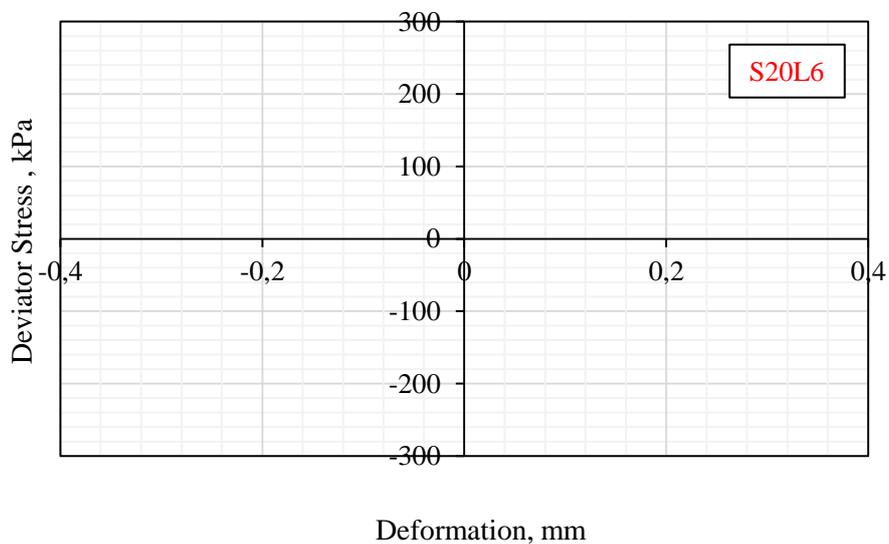
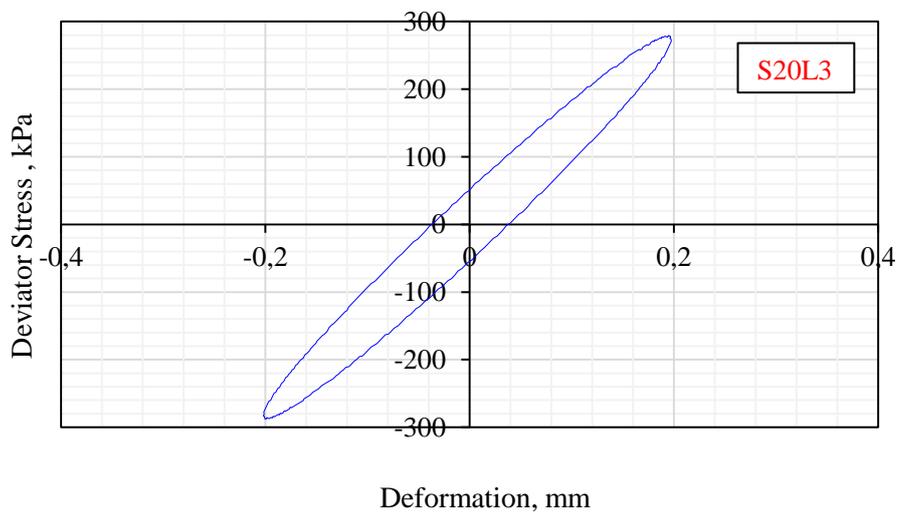
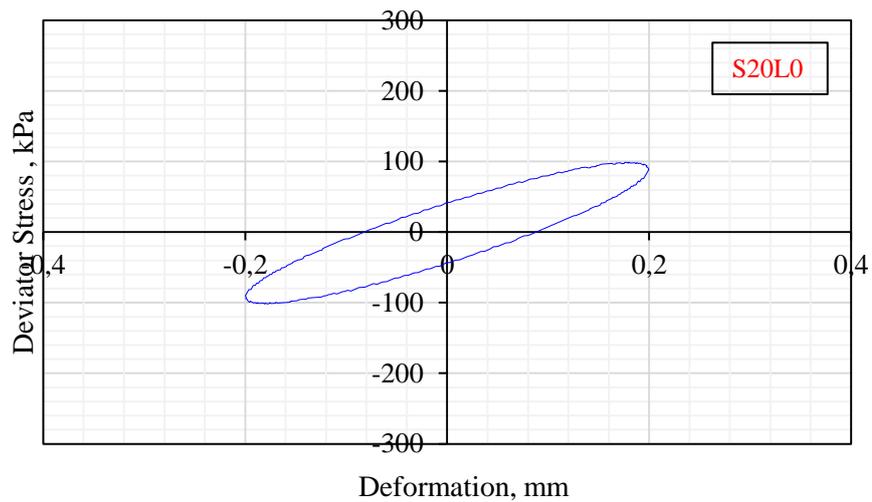
Figure 5.4 — Essais triaxiaux cycliques sur des échantillons. (a) Courbe de déplacement en fonction du temps, (b) Courbe de charge en fonction du temps.

Les boucles d'hystérésis des échantillons sont illustrées sur la [figure 5.5](#). On pourrait montrer qu'une plus grande taille de boucle d'hystérésis a été observée pour l'échantillon traité par la chaux ou sable de dunes ou leur combinaison par rapport aux sol naturel. La rotation vers le haut des boucles d'hystérésis a été perçue avec l'augmentation des pourcentages des stabilisateurs, ce qui indiquait l'amélioration de la résistance cyclique et une résistance aux contraintes plus élevée du sol lors de l'application d'une amplitude de déformation axiale similaire de 0.2%.









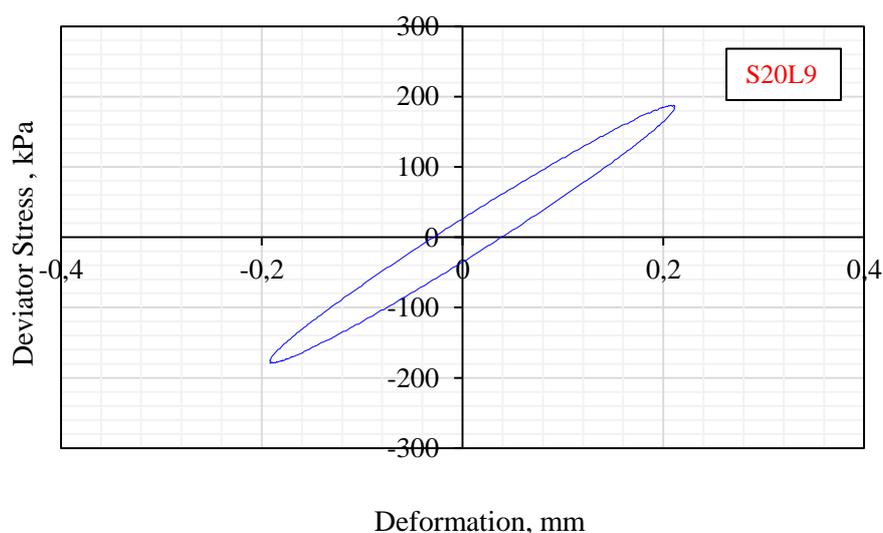


Figure 5.5 — Relations contrainte-déformation de différents tests.

Les essais triaxiaux cycliques ont été menés sur des argiles ainsi que sur des mélanges argile-sable-chaux afin d'étudier l'effet des stabilisants sur le module de cisaillement (G) et le coefficient d'amortissement (D). Comme le montre le [Tableau 5.2](#) les résultats des essais dynamiques sont discutés dans les sections suivantes. Chaque courbe est calculé la surface de boucle en utilisant le logiciel AutoCAD pour obtenir les paramètres de E , G et D .

Tableau 5.2 — Variation de module de cisaillement et le coefficient d'amortissement.

Designation	E (MPa)	G (MPa)	D (%)
S00L0	11,61	3,87	15,92
S00L3	12,60	4,20	16,98
S00L6	13,63	4,54	17,07
S00L9	13,40	4,47	17,12
S10L0	12,45	4,15	16,23
S10L3	13,79	4,60	20,18
S10L6	13,82	4,61	20,83
S10L9	12,96	4,32	21,00
S20L0	13,75	4,58	16,53
S20L3	14,67	4,89	20,63
S20L6	14,34	4,78	21,00
S20L9	13,50	4,50	21,30

5.6.1 Effet du sable et de la chaux sur le module de cisaillement de l'argile

Les résultats du module de cisaillement sur des échantillons d'argile, d'argile-chaux et d'argile-sable-chaux sont présentés à la [figure 5.6](#). Il a été observé que l'ajout de sable et de chaux affectait le module de cisaillement de l'argile. Les résultats ont indiqué que l'inclusion de sable ou de chaux ou de sable et de chaux augmentait le module de cisaillement de l'argile, on peut voir que l'inclusion de chaux peut augmenter la valeur du module de cisaillement jusqu'à 17,44%, 19,01% et 21,45% pour les sols mélangés avec 00%, 10% et 20%, de sable, respectivement. On peut également voir que la valeur maximale du module de cisaillement (G) est lorsque la teneur en chaux du composé est respectivement de 8,67%, 6,20% et 3,34%, puis, en augmentant la teneur en chaux, la valeur du module de cisaillement a commencé à diminuer. Elle correspond également à la teneur optimale en chaux du mélange obtenue dans les tests de PH (Eades et Grim).

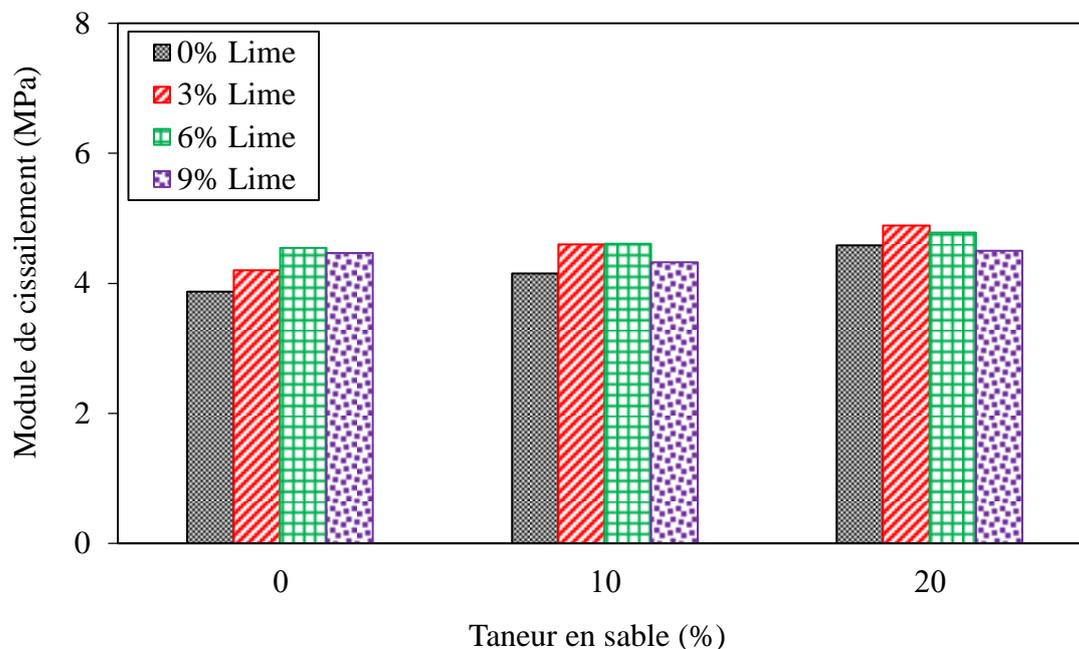


Figure 5.6 — Module de cisaillement pour divers mélanges argile-sable pour les différentes teneurs en chaux.

La stabilisation chimique du sol peut être divisée en deux catégories : (i) l'amélioration du sol en raison de l'action combinée des constituants du sol et du stabilisant pour créer un produit cimenté (comme cela se produit en mélangeant de la chaux et de l'argile) ; et (ii) l'ajout d'un stabilisant qui lie les particules de sol entre elles (comme c'est le cas avec un mélange sable-ciment). Ces observations sont expliquées plus en détail en examinant la littérature traitant de la résistance statique des sols traités à la chaux, et les propriétés de résistance du sol

dépendent dans une large mesure de la force de sa cohésion. Une amélioration des propriétés de résistance du sol ne peut être obtenue que si nous atteignons la teneur optimale en chaux, créant ainsi un mélange plus solide. À la teneur optimale en chaux, la surface des particules d'argile absorbe les ions calcium en raison de la charge négative, ce qui provoque la fusion des particules pour améliorer la résistance. Lorsque la quantité de chaux dépasse la teneur optimale en chaux, la chaux supplémentaire sera placée entre les particules de sol et ne permettra pas aux particules de sol de bien se lier les unes aux autres, ce qui entraînera une dispersion de la cohésion.

5.6.2 Effet du sable et de la chaux sur l'amortissement de l'argile

On a également vu que l'ajout de chaux ou de sable ou de sable et de chaux affectait le coefficient d'amortissement de l'argile. Les résultats ont indiqué que l'inclusion de chaux diminue le coefficient d'amortissement du sol argileux. La figure 5.7 montre le coefficient d'amortissement (D) en fonction de la teneur en chaux des mélanges composites argile-sable.

La figure 5.7 montre la courbe de coefficient d'amortissement par rapport à 3%, 6% et 9% de teneur en chaux, on peut voir que l'inclusion de chaux peut diminuer la valeur du coefficient d'amortissement de l'argile. Il a été observé que la diminution de la valeur d'amortissement du matériau du sol serait plus importante dans les composites avec des valeurs de teneur en chaux plus élevées. L'amortissement dans les composites est contrôlé par les propriétés de la matrice (argile) et les propriétés de la chaux et du sable dans la réaction.

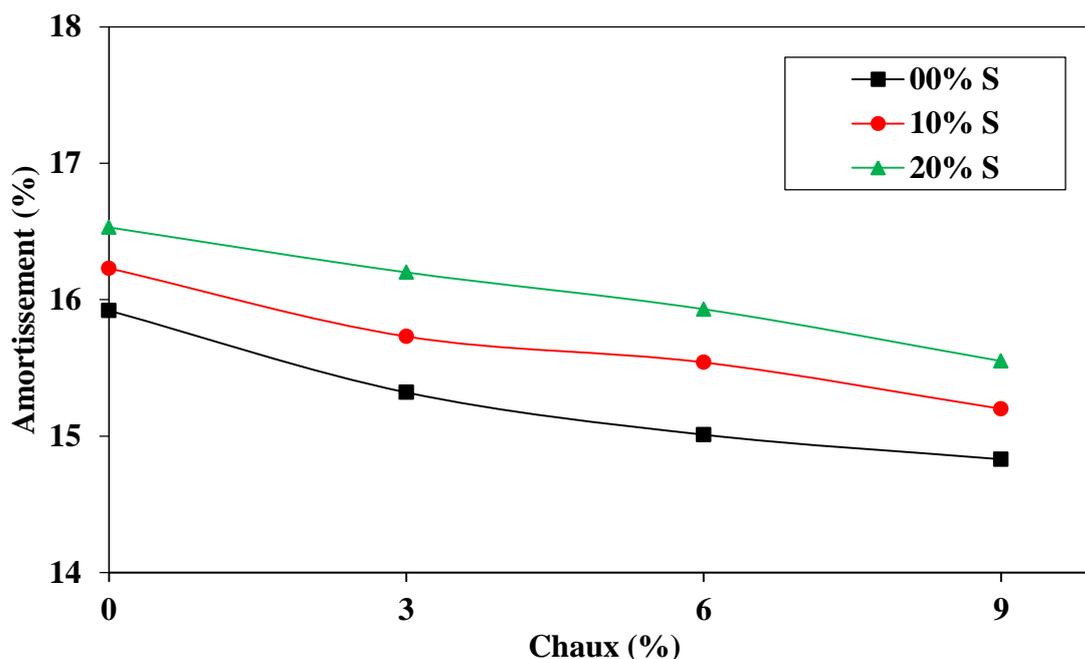


Figure 5.7 — Amortissement pour divers mélanges argile-sable avec développer les teneurs en chaux.

En général, le sable est un matériau plus amortissant que l'argile. Par conséquent, à mesure que la teneur en sable augmente, l'amortissement du composé augmentera, avec plus de matériau ayant le plus grand amortissement du matériau dans le composé. En plus de ce qui précède, l'adhésion à la matrice de différents stabilisants et le mouvement moléculaire au sein de l'interphase pourraient être une autre raison pour obtenir une augmentation et une amélioration de l'amortissement.

5.7 Identification du mode de défaillance

Dans cette partie, la rupture d'essai de compression uniaxial sans ou avec stabilisants est étudiée pour montrer l'effet d'amélioration sur le plan de rupture. La défaillance des échantillons dépend de la forme et de la teneur en stabilisants, montrant divers modes de défaillance comme illustré à la [figure 5.8](#). L'évaluation de différents échantillons révèle également que chaque échantillon peut subir un, deux ou une combinaison de plusieurs modes de défaillance.

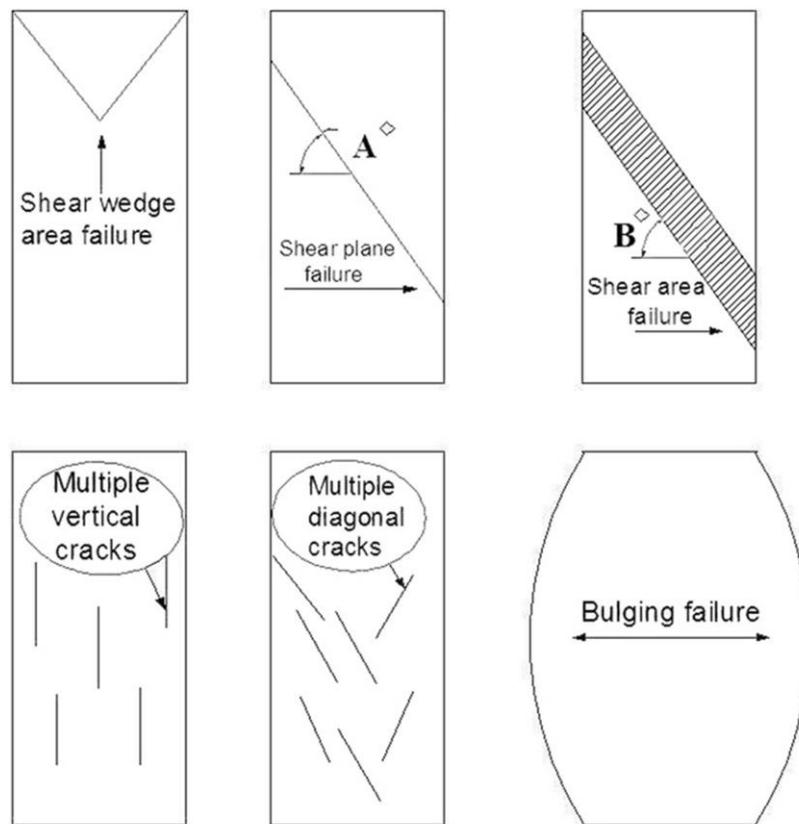


Figure 5.8 — Classification des modes de défaillance observés dans les essais.

La figure 5.9 montre l'état après défaillance d'un certain nombre d'échantillons. En conséquence, on peut voir que les échantillons naturels et les échantillons comprenant sable de dunes ont subi une rupture ductile tandis que les échantillons comprenant la chaux d'a eu une rupture rigide. Les résultats de cette partie de l'étude sont également utilisés dans l'interprétation des résultats des essais dynamiques.



Figure 5.9 — Éprouvettes après rupture.

5.8 Comparaison du résultat du test avec les études précédentes

Pour différents types de sol, certains chercheurs avaient auparavant développé différentes courbes de la variation de G_{\max}/G_0 et D avec γ . Dans cette section, les courbes du module de cisaillement et le coefficient d'amortissement du matériau développées dans ce chapitre sont comparées à trois relations générales publiées précédemment. Les trois relations générales précédemment publiées sont les suivantes : [Vucetic et Dobry \(1991\)](#), [Darendeli \(2001\)](#) et [Zhang et al. \(2005\)](#). Le but de cette comparaison est de trouver le modèle le plus proche pouvant traduire le comportement de toutes les combinaisons.

Les résultats obtenus à partir des essais dynamiques de l'argile pour cette étude ont été comparés aux résultats des courbes générales de [Vucetic et Dorby \(1991\)](#) pour l'argile à un indice de plasticité similaire. Les courbes générales de [Vucetic et Dorby \(1991\)](#) pour l'argile sont largement utilisées pour prédire les propriétés dynamiques de l'argile à différentes déformations de cisaillement. La comparaison montre que le module de cisaillement

normalisé et le rapport d'amortissement obtenus dans cette étude sont en accord avec les résultats de Vucetic et Dobry (1991). La figure 5.10, respectivement, montrent le module de cisaillement normalisé par rapport à la déformation de cisaillement et le rapport d'amortissement par rapport à la déformation de cisaillement développés à partir des données de cette étude ainsi que des données de Vucetic et Dobry(1991).

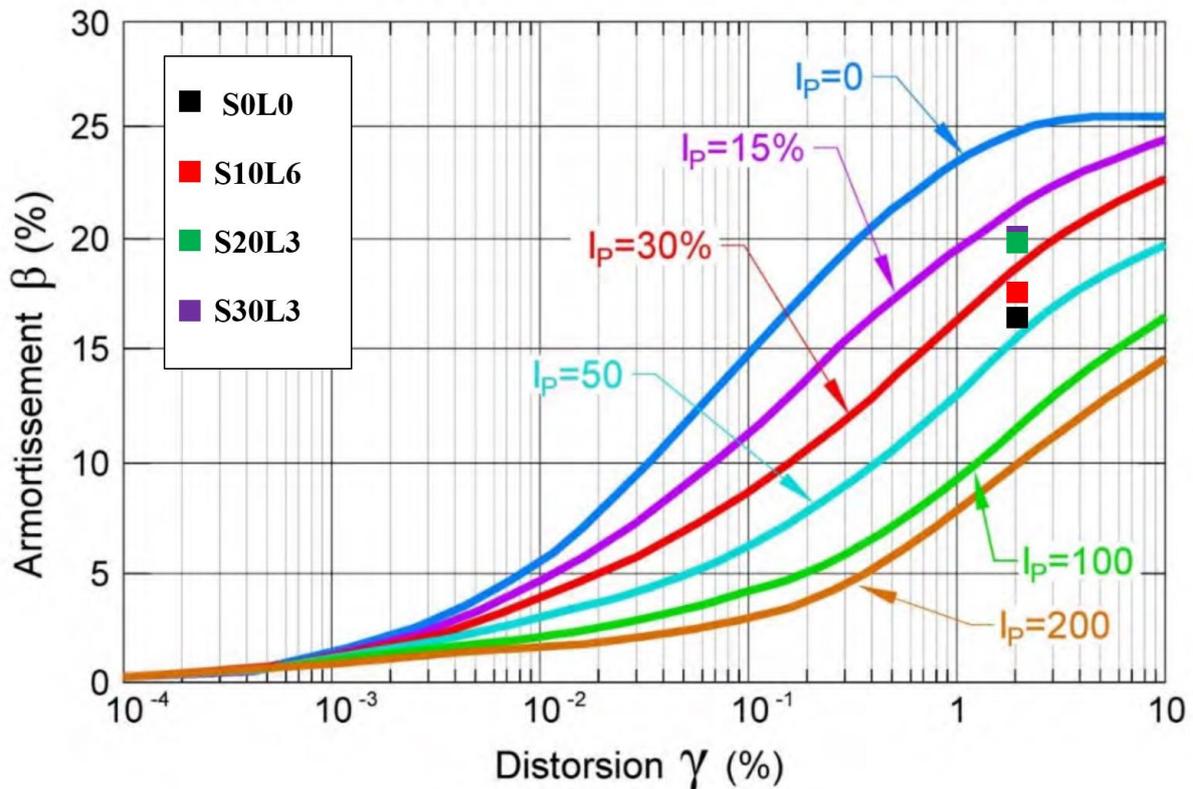


Figure 5.10. Variation de G avec γ obtenue à partir d'essais triaxial cyclique par rapport aux relations prédictives de Vucetic et Dobry (1991).

5.9 Conclusion

Cette recherche montre que l'ajout de la chaux et le sable à l'argile améliore ses propriétés dynamiques. Il augmente le module de cisaillement ainsi que son amortissement. La principale conclusion de cette étude est que l'inclusion des stabilisants à teneur optimale en comme technique d'amélioration du sol peut améliorer les propriétés dynamiques des sols argileux. Cette augmentation de la valeur des propriétés dynamiques de l'argile peut être principalement due au réarrangement des particules de sol. Il est important de noter que le fait que le module de cisaillement et l'amortissement soient augmentés procure un double

avantage pour la réponse dynamique d'un chantier en augmentant la rigidité du chantier et en réduisant son amplitude de vibration.

Si la fondation d'un bâtiment est prévue pour être placée sur un sol argileux et que la fondation du bâtiment est prévue pour être soumise à une quantité limitée de vibrations, la densité du sol argileux et sa rigidité peuvent être améliorées en utilisant la chaux et le sable comme renfort tout en augmentant le coefficient d'amortissement de l'argile. La modification de la chaux et le sable réduira la vulnérabilité des fondations du bâtiment aux charges sismiques. L'inclusion de la chaux et le sable dans un sol argileux peut limiter et atténuer les vibrations et pourrait être une méthode souhaitable pour limiter l'amplitude des vibrations du système de fondation de la machine. Il est recommandé d'obtenir d'abord la teneur en chaux et sable optimale pour le composite pour mesure dans laquelle on souhaite contrôler.

*Conclusions Générales
et Recommandations*

Conclusions

Dans cette étude, l'effet de la modification de la chaux et/ou sable du sol argileux a été étudié. Étant donné que l'inclusion des stabilisants avec le sol est une méthode relativement nouvelle pour l'amélioration des sols argileux, une étude détaillée a été réalisée pour déterminer les limites d'Atterberg, paramètres de compactage, la résistance, la perméabilité et la teneur optimale en chaux et sable des dunes sur l'argile non stabilisée et stabilisée avec différentes fractions des stabilisants.

En outre, une série d'essais dynamiques à faible déformation a été réalisée. L'effet de l'inclusion des stabilisants dans l'argile sur ses propriétés dynamiques a été étudié à l'aide de l'appareil triaxial cyclique. Des tracés du module de cisaillement et le coefficient d'amortissement par rapport à la déformation de cisaillement ont été générés. En outre, une comparaison entre les résultats d'essais et critères d'interprétation, a également été effectuée. A la lumière des résultats des essais effectués, Les principales conclusions tirées du test sont résumées comme suit :

- En l'absence de sable des dunes, l'ajout de La chaux aux échantillons produit une réduction significative des valeurs de l'indice de plasticité mais, lors de l'utilisation de sable des dunes comme additif, une légère diminution est observée. Cependant, lorsque la chaux et le sable des dunes sont combinés, une diminution supplémentaire des valeurs de l'indice de plasticité est signalée.
- Selon les résultats des essais de compactage, l'augmentation de la teneur en sable dans l'argile entraîne une augmentation de la densité sèche maximale et une diminution de la teneur en eau optimale. En revanche, la densité sèche maximale diminue et la teneur en humidité optimale augmente avec l'ajout et l'augmentation de la teneur en chaux. Par conséquent, l'utilisation de la chaux dans l'argile et dans les mélanges argile-sable permet d'économiser l'effort de compactage et la quantité de sol compacté.
- Généralement, les échantillons argilo-chaux et argile-sable-chaux sont plus rigides et ont un comportement plus fragile que l'argile non stabilisée. L'Rc augmente avec l'augmentation de la teneur en chaux de l'argile et des mélanges argilo-sable après 28 jours de temps de cure. L'Rc augmente avec l'augmentation de la teneur en sable et atteint la valeur maximale à 20 % de fraction de sable. Au-delà de cette fraction, l'Rc diminue avec l'augmentation des fractions de sable pour les deux teneurs en chaux.

Cela est dû à la diminution de la cohésion avec l'augmentation de la teneur en sable dans les mélanges.

- L'existence de chaux uniquement dans l'argile entraîne des augmentations de son P_c . L'ajout de sable aux mélanges argilo-chaux entraîne une augmentation supplémentaire significative des valeurs de P_c . Ainsi, l'augmentation des dosages de chaux et de sable pour l'argile a amélioré efficacement son P_c .
- P_c et R_c a également été étudié en relation avec différents temps de durcissement. P_c et R_c de l'argile stabilisée à la chaux et des mélanges argile-sable augmente avec l'augmentation du temps de cure après. Ceci est plus prononcé lors de l'utilisation de fractions de sable à 20 %. Plus la teneur en chaux est élevée dans l'argile et dans les mélanges argile-sable et plus le temps de cure est long, plus la résistance est grande. L'argile stabilisée avec 3% de chaux et 20% de sable fait augmenter les valeurs du P_c et de R_c (après un temps de cure de 28 jours) de plus de deux fois par rapport à l'argile non traitée. L'amélioration de la portance des mélanges argile-sable-chaux est le résultat de la réaction pouzzolanique (réaction à long terme). De plus, la réaction pouzzolanique augmente avec l'augmentation de la teneur en chaux et du temps de cure, ce qui concorde avec les résultats des recherches antérieures.
- L'ajout de la chaux aux échantillons produit une augmentation significative des valeurs de l'indice de plasticité mais, lors de l'utilisation de sable des dunes comme additif, une légère diminution est observée.
- L'ajout de la chaux et le sable à l'argile améliore le module de cisaillement et le coefficient d'amortissement. Il est important de noter que le fait que le module de cisaillement et l'amortissement soient augmentés procure un double avantage pour la réponse dynamique d'un chantier en augmentant la rigidité du chantier et en réduisant son amplitude de vibration.
- Pour l'analyse microstructurale des sols naturels, les micrographies MEB de sols naturels non traités montrent la structure en forme de feuille et l'arrangement floconneux des particules d'argile. Tandis que les micrographies des sols traités avec différentes teneurs en chaux montrent des miettes de floccules à caractère poreux et des composés cimentaires enrobant les particules d'argile. On peut voir dans les deux sols traités une structure micro tissulaire limono-sableuse.

Recommandations pour les travaux futurs

Cette recherche conclut aux propriétés les plus importantes des sols argileux avec l'ajout de matériaux de l'industrie locale (chaux) et matériaux naturel (sable des dunes) qui peuvent avoir des résultats économiques et des applications utiles en ce qui concerne leurs coûts inférieurs et leur disponibilité dans (mon pays). Ce sujet nécessite d'autres travaux futurs, comme recommandé ici :

- Étudier les propriétés de sols stabilisés avec du sable et de la chaux sur un sol argileux avec une période de cure élevée.
- D'autres paramètres géotechniques tels que CBR, cisaillement, essai de fendage (essai brésilien) peuvent également être effectués.
- Les aspects de durabilité du sol traité à la chaux et sable comme le séchage et l'humidification, les actions de gel et de dégel et la réponse à divers produits chimiques comme les alcalis, les chlorures, les sulfures ne sont pas étudiés.
- La production de composés cimentaires n'a pas été détectée par le essais DRX, en raison de leur faible quantité. Cela fournira des preuves à l'appui des discussions sur l'effet des composés cimentaires sur la microstructure, la propriété de rétention d'eau et les comportements mécaniques des sols traités à la chaux et sable des dunes.
- Sur la base des résultats expérimentaux obtenus dans ce travail, un modèle constitutif tenant compte des effets de chaux et sable des dunes peut être développé puis implémenté dans un code numérique pour analyser numériquement le comportement des ouvrages comme les routes.

Références bibliographiques

Références Bibliographiques

- Akbarimehr, D., Fakharian, K. (2021). Dynamic shear modulus and damping ratio of clay mixed with waste rubber using cyclic triaxial apparatus. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 140, 106435.
- Akcanca, F, Aytekin, M. (2011) Effect of wetting–drying cycles on swelling behavior of lime stabilized sand–bentonite mixtures. *Environmental Earth Sciences*, 66(1): 67–74.
- Al Fouzan F, Dafalla MA (2013) Study of cracks and fissures phenomenon in Central Saudi Arabia by applying geotechnical and geophysical techniques. *Arabian Journal of Geosciences*, 7(3):1157–1164.
- Albadran Y (2011) Volumetric Yielding Behavior of Unsaturated Fine-Grain Soil. PhD Thesis, Ruhr Bochum University, Bochum, Germany.
- Alexander, M. L., Smith, R. E., Shennan, G. B. (1972). "Relative stabilizing effect of various limes on clayey soils." *Hwy. Res. Rec.* 381, Hwy. Res. Board, Washington, D.C., 27-33.
- Al-Swaidani A, Hammoud I, Meziab A. (2016). Effect of adding natural pozzolana on geotechnical properties of lime-stabilized clayey soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(5): 714–725.
- Al-Swaidani, A., Hammoud, I., & Meziab, A. (2016). Effect of adding natural pozzolana on geotechnical properties of lime-stabilized clayey soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(5), 714–725.
- Amadi, A., (2010), "Evaluation of Changes in Index Properties of Lateritic Soil Stabilization with Fly Ash", *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies*, ISSN 1583 – 1078, Issue 17, pp: 69 – 78.
- Amri S, Akchiche M, Bennabi A, Hamzaoui R (2019) Geotechnical and mineralogical properties of treated clayey soil with dune sand. *Journal of African Earth Sciences*, 152:140-150.
- Anagnostopoulos CA (2015) Strength properties of an epoxy resin and cement-stabilized silty clay soil. *Applied Clay Science*, 114:517–529.
- Apparatus, C. (1998). Standard Test Method for Tensile Properties of Paper and Paperboard Using. *Current*, 14, 1–7.

ASTM D2166/D2166M-13 (2013) Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D2487-17 (2017) Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D3999/D3999M (2017) Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soils using the cyclic triaxial apparatus. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D4318-17e1 (2017) Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D698-12 (2012) Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2003). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using. ASTM Standards, 04(June), 1–10.

ASTM. (2000). D854 - Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. ASTM D854, 2458000(C), 1–7.

Bagherpour, I., Choobbasti, A. J., (2003). Stabilization of fine-grained soils by adding micro silica and lime or micro silica and cement. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 8, Bundle B, pp. 1-10.

Basma, A.A., Tuncer, E.R., 1991. “Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays,” *Transportation Research Record*, 1295, pp. 52–61.

Behzad Amir Faryar. (2012). Improvement of dynamic properties and seismic response of clay using fiber reinforcement. University of Maryland, College Park. 3552990.

Bell FG (1996) Lime stabilization of clay minerals and soil. *Engineering Geology* 42(4): 223–237.

Bengraa, L., Hachichi, A., Bourokba, S.A., 2009. Comportement mécanique d’une argile gonflante traitée par ajout de sable. *Premier Symposium Méditerranéen de Géoengineering*, Alger, Algeria.

Benson CH, Gunter AG, Boutwell GP, Trautwein SJ and Berzanskis PH (1997) Comparison of four methods to assess hydraulic conductivity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 123(10): 929–937.

- Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miura, N. and Balasubramaniam, A.S., (1996), "Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environment", ASCE Press, New York, USA, PP.427.
- Beubauer Jr., C.H. and M.R. Thompson, 1972. Stability properties of uncured lime-treated fine-grained soils. HRB, Highway Research Record 381, pp: 20-26.
- Chemeda YC, Deneele D, Christidis GE, Ouvrard G (2015) Influence of hydrated lime on the surface properties and interaction of kaolinite particles. *Applied Clay Science*, 107:1–13.
- Chen, F.H., (1981), "Foundation on Expansive Soil", *Development in Geotechnical Engineering* 12. Elsevier Scientific Publishing Company, New York, USA.
- Ciancio D, Beckett CTS, Carraro JAH (2014) Optimum lime content identification for lime-stabilised rammed earth. *Construction and Building Materials*, 53: 59–65.
- Cokça, E., (1999), "Effect of Fly Ash in Swell Pressure of an Expansive Soil", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Paper 9904. Oklahoma State University, USA.
- Cristelo N, Glendinning S, Fernandes L, Pinto AT (2012) Effect of calcium content on soil stabilisation with alkaline activation. *Construction and Building Materials*, 29:167–174.
- Dang, L. C., Fatahi, B., & Khabbaz, H. (2016) Behavior of Expansive Soils Stabilized with Hydrated Lime and Bagasse Fibres. *Procedia Engineering*, 143(Ictg), 658–665.
- Das, B. M. (2019). *Advanced Soil Mechanics*. In *Advanced Soil Mechanics*.
- Dash SK, Hussain M (2012) Lime Stabilization of Soils: Reappraisal. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(6), 707–714.
- Dayioglu, M., Cetin, B., & Nam, S. (2017) Stabilization of expansive Belle Fourche shale clay with different chemical additives. *Applied Clay Science*, 146(May), 56–69.
- Dayioglu, M., Cetin, B., Nam, S., (2017) Stabilization of expansive Belle Fourche shale clay with different chemical additives. *Appl. Clay Sci.* 146, 56–69.
- Dhar, S., Hussain, M. (2019) The strength and microstructural behavior of lime stabilized subgrade soil in road construction. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–13.
- Dhar, S., & Hussain, M. (2019) The strength and microstructural behavior of lime stabilized subgrade soil in road construction. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 00(00), 1–13.

- Dixon DA, Gray MN and Thomas AW (1985) A study of the compaction properties of potential clay-sand buffer mixtures for use in nuclear fuel waste disposal. *Engineering Geology* 21(3–4): 247–255.
- Doty, R. and M. Alexander, (1968) Determination of strength equivalency for design of lime-stabilized roadways. Report No. FHWA-CA-TL-78-37.
- Dowding, C.H., Hryciw, R.D., (1986) A laboratory study of blast densification. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE 112 (2), 187–199.
- Driss AA-E, Harichane K, Ghrici M, Gadouri H (2021) Assessing the effect of moulding water content on the behaviour of lime-stabilised an expansive soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 1–13.
- Driss, A. A. E., Harichane, K., Ghrici, M., Gadouri, H. (2021). Assessing the effect of moulding water content on the behaviour of lime-stabilised an expansive soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 00(00), 1–13.
- Eades, J.L., Grim, R.E. (1960). "Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization." *Hwy. Res. Board, Bull. No. 262*, Nat. Res. Council, Washington, D.C., 51-63.
- Eades, J.L., Grim, R.E. (1966) A Quick Test to Determine Lime Requirements for Lime Stabilization. *Highway Research Record No. 139*, HIRRA, Highway Research Board, Washington, DC.
- Ellis CI (1980) Soil compaction at low moisture content-field trials in Sudan. *Proceedings of the 7th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Accra, Ghana, AA Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp. 331–340.
- Estabragh AR, Parsaei B, Javadi AA (2015) Laboratory investigation of the effect of cyclic wetting and drying on the behaviour of an expansive soil. *Soils and Foundations*, 55(2): 304–314.
- Fahoum, K., Aggour, M. S., & Amini, F. (1996). Dynamic Properties of Cohesive Soils Treated with Lime. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(5), 382–389.
- Farooq K, Virk KA (2009) Improvement of engineering characteristics of expansive clays by sand mixing. In: *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypte, 785–788.
- Farooq, K., Virk, K.A., (2009) Improvement of engineering characteristics of expansive clays by sand mixing. In: *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt, pp. 785–788.

- Ford, C.M., Moore, R.K., Hajek, B.F. (1982). "Reaction products of lime-treated southeastern soils." *Transp. Res. Rec.* 839, Transp. Res. Board, Washington, D.C., 38-40.
- Frempong, E.M., (1995) A comparative assessment of sand and lime stabilization of residual micaceous compressible soils for road construction. *Geotech. Geol. Eng.* 13: 181–198.
- Furlan AP, Razakamanantsoa A, Ranaivomanana H, Levacher, D, Katsumi T (2018) Shear strength performance of marine sediments stabilized using cement, lime and fly ash. *Construction and Building Materials*, 184:454–463.
- Gadouri H, Harichane K, Ghrici M (2016) Effect of Calcium Sulphate on the Geotechnical Properties of Stabilized Clayey Soils. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 61(2): 256–271.
- Gadouri H, Harichane K, Ghrici M (2017) Effect of sodium sulphate on the shear strength of clayey soils stabilised with additives. *Arabian Journal of Geosciences*, 10(10): 1-17
- Gadouri H, Harichane K, Ghrici M (2019). Effect of sulphates and curing period on stress–strain curves and failure modes of soil–lime–natural pozzolana mixtures. *Marine Georesources & Geotechnology*, 37(9): 1130–1148.
- Garzón E, Cano M, O’Kelly BC, Sánchez-Soto PJ (2016) Effect of lime on stabilization of phyllite clays. *Applied Clay Science*, 123: 329–334.
- Gay, G., Schad, H., (2000). Influence of cement and lime additives on the compaction properties and shear parameters of fine grained soils. *Otto-Graf Journal*, 11: 19-31.
- Grim, R. E. (1959) *Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 85, N^o SM2, 1–17.
- Harichane K, Ghrici M, Kenai S (2012) Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the compaction and strength of soft clayey soils: a preliminary study. *Environmental Earth Sciences*, 66(8): 2197–2205.
- Harichane K, Ghrici M, Kenai S (2017) Stabilization of Algerian Clayey Soils with Natural Pozzolana and Lime. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 61(1): 1–10.
- Harichane K, Ghrici M, Kenai S, Grine K (2011) Use of Natural Pozzolana and Lime for Stabilization of Cohesive Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(5):759–769.
- Harichane K, Ghrici M, Khebizi W, Missoum H (2010) Effect of the Combination of Lime and Natural Pozzolana on the Durability of Clayey Soils, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, (15):1194-1209.

- Harichane, K., Ghrici, M., & Missoum, H. (2011). Influence of natural pozzolana and lime additives on the temporal variation of soil compaction and shear strength. *Frontiers of Earth Science*, 5(2), 162–169.
- Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., & Grine, K. (2011). Use of Natural Pozzolana and Lime for Stabilization of Cohesive Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(5), 759–769.
- Hashemi MA, Massart TJ, Salager S, Herrier G, François B (2015) Pore scale characterization of lime-treated sand–bentonite mixtures. *Applied Clay Science*, 111:50–60.
- Hashemi, M. A., Massart, T. J., & François, B. (2018). Experimental characterisation of clay-sand mixtures treated with lime. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 22(8), 962–977.
- Hausmann, M.R., 1990. *Engineering Principles of Ground Modification*. McGraw-Hill, Inc, 632 pp.
- Hilt GH, Davidson DT (1960). Lime fixation of clayey soils. High. Res. Board, Bull. 262, Washington, DC, 20-32.
- Hindi ARO (1967) Identification, physical properties and compaction of swelling soils in western Egypt. *Bulletin of College of Engineering – Basrah University* 1(1): 15–38.
- Holtz, R.D., Christopher, B.R., Berg, R.R., 1997. *Geosynthetic Engineering*. BiTech Publishers Ltd, 451 pp.
- Huang M, Liu Y (2015) Axial capacity degradation of single piles in soft clay under cyclic loading. *Soils and Foundations*, 55(2):315–328.
- Ingles OH (1987) Soil stabilization, Chapter 38. In: F.G. Bell (Editor), *Ground Engineer's Reference Book*. Butterworths, London, 38/1-38/26.
- Islam S, Hoque NMR, Haque MA, Mishra PN, Mamun MMH Dey S (2019) Strength development in fine-grained paddy field soil by lime addition. *Journal of Building Engineering*, 26, 100857.
- Ismail, M. A., Joer, H. A., Sim, W. H., & Randolph, M. F. (2002). "Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(6), 520-529.
- Jha AK, Sivapullaiah PV (2015) Mechanism of improvement in the strength and volume change behavior of lime stabilized soil. *Engineering Geology*, 198: 53–64.

- Kassim, K.A. and K.K. Chern, 2004. Lime stabilized Malaysian cohesive soils. *J. Kejuruteraan Awam*, 16(1): 13-23.
- Kavak A, Baykal G (2011) Long-term behavior of lime-stabilized kaolinite clay. *Environmental Earth Sciences*, 66(7):1943–1955.
- Kolay PK, Ramesh KC (2015) Reduction of Expansive Index, Swelling and Compression Behavior of Kaolinite and Bentonite Clay with Sand and Class C Fly Ash. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(1):87–101.
- Kong Lingwei, Zhou Baochun, Bai Hao, Chen Wei. Experimental study of deformation and strength characteristics of Jingmen unsaturated expansive soil. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, 31 (10): 3 036–3 042
- Lamara M, Gueddouda MK, Benabed B (2006). Stabilisation physico-chimique des sols gonflants (sable de dune+sel). *Revue Française de Géotechnique*, (115), 25–35.
- Lee PY and Suedkamp RJ (1972) Characteristics of Irregularly
- Lin, D.F., Lin, K.L., Hung, M.J., Luo, H.L., (2007). Sludge ash/hydrated lime on the geotechnical properties of soft soil. *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 145, pp. 58-64.
- Little, D. N. (1995). Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. *National Lime Association*, 219.
- Little, D.N., T. Scullion, P.B.V.S. Kota and J. Bhuiyan, 1995. Guidelines for mixture design and thickness design for stabilized bases and subgrades. Texas A and M University, Austin, Texas.
- Little, N. D. (1987). "Fundamentals of stabilization of soil with lime." Bull. 332, National Lime Assoc., Arlington, Tex.
- M. Meidani, A. Shafiee, G. Habibagahi et al.(2008)., “Granule shape effect on the shear modulus and damping ratio of mixed gravel and clay,” *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B: Engineering*, vol. 32, no. 5, pp. 501–518.
- Mallela, J., P. Harold Von Quintus, K.L. Smith and E. Consultants, 2004. Consideration of Limestabilized Layers in Mechanistic-empirical Pavement Design. The National Lime Association, Arlington, Virginia, USA.
- McCallister, L.D., and Petry, T. M., (1991). "Property Changes in Lime Treated Expansive Clays Under Continuous Leaching," Technical Report GL-90-17.

- Mekkiyah, H.M., Al-Khazragie, A., 2015. Behavior of clay soil mixed with fine sand during consolidation. *App. Res. J.* 1 (8), 437–443.
- Miura N, Horpibulsuk S, Nagaraj TS (2001) Engineering Behavior of Cement Stabilized Clay at High Water Content. *Soils and Foundations*, 41(5):33–45.
- Modarres, A., Nosoudy, Y.M., 2015. Clay stabilization using coal waste and lime —technical and environmental impacts. *Appl. Clay Sci.* 116–117, 281–288.
- Moore, J. C., and Jones, R. L. (1971). "Effect of soil surface area and extractable silica, alumina, and iron on lime stabilization characteristics of Illinois soils." *Hwy. Res. Rec.* 351, Hwy. Res. Board, Washington. D.C., 87-92.
- Muntohar, A.S., Hantoro, G., (2000). Influence of rice husk ash and lime on engineering properties of a clayey subgrade. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 5, pp. 1-9.
- Nalbantoglu, Z. and Tuncer, E.R., 2001. Compressibility and hydraulic conductivity of a chemically treated expansive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 154–160.
- Narin van Court, W.A., Mitchell, J.K., 1998. Investigation of Predictive Methodologies for Explosive Compaction. ASCE, *Geotechnical Special Publication No. 75*, pp. 639–653.
- Narsilio, G.A., Santamarina, J.C., Hebel, T., Bachus, R., 2009. Blast densification: multiinstrumented case history. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE 135 (6), 723–734.
- Nicholson, P.G., Kashyap, V., and Fujii, C.F., 1994. Lime and fly ash admixture improvement of tropical Hawaiian soil. *Transportation Research Record*, 1440, 71–78.
- Okagbue, C. O. (2007). Stabilization of clay using woodash. *J. Mater. Sci. Civ. Eng.*, ASCE, 19, (1), 14–18.
- Ola, S.A., 1981. Stabilization of Maiduguri black cotton soils of Nigeria with sand. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 24, 145–150.
- Osula, D.O.A., (1991). Lime modification of problem laterite. *Engineering Geology*, Vol. 30, pp. 141-154.
- Ouhadi, V. R., Yong, R. N., Amiri, M., & Ouhadi, M. H. (2014). Pozzolanic consolidation of stabilized soft clays. *Applied Clay Science*, 95, 111–118.
- Ozier, J. M., and Moore, R. K. (1977). "Factors affecting unconfined compression strength of salt-lime treated clay." *Transp. Res. Rec.* 641, Transp. Res. Board, Washington, D.C., 17-23.

- Pandya, S., & Sachan, A. (2019). Effect of frequency and amplitude on dynamic behaviour, stiffness degradation and energy dissipation of saturated cohesive soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 00(00), 1–15.
- Peter G. Nicholson 2015 Soil improvement and ground modification methods soil improvement modification. (n.d.).
- Razouki SS, Haik M, Spyridon G et al. (1980) On the compaction and CBR behavior of Basrah soil. *Bulletin of the College of Engineering – Basrah University* 4(1): 107–133.
- Rosone M, Celauro C, Ferrari A (2018) Microstructure and shear strength evolution of a lime-treated clay for use in road construction. *International Journal of Pavement Engineering*, 1–12.
- Rosone, M., Megna, B., & Celauro, C. (2019). Analysis of the chemical and microstructural modifications effects on the hydro-mechanical behaviour of a lime-treated clay. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 15(4), 447–460.
- Rosone, M., Megna, B., & Celauro, C. (2021). Analysis of the chemical and microstructural modifications effects on the hydro-mechanical behaviour of a lime-treated clay. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 15(4), 447–460.
- Laradi, N., Kaoua, F., 1999. Contribution à l'étude des chaussées sur sols gonflants - Étude de cas. In: *Proceedings of the Twelfth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Durban, South Africa, pp. 241–247.
- Sas, W., Gabry, K., & Szyma, A. (2017). Experimental studies of dynamic properties of Quaternary clayey soils. 95(September 2016), 29–39.
- Schanz T, Elsayy MBD (2017) Stabilization of highly swelling clay using lime–sand mixtures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 170(4):218–230.
- Schanz, T., & Elsayy, M. B. D. (2017). Stabilisation of highly swelling clay using lime–sand mixtures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement*, 170(4), 218–230.
- Serratrice, J. (2016). Mesures des propriétés cycliques des sols limoneux ou argileux au laboratoire. 1–13.
- Shafiee A., Ghate R. (2008), Shear modulus and damping ratio in aggregate-clay mixtures: an experimental study versus ANNs prediction. *Journal of Applied Sciences*, 8(18):.3068–3082.
- Shaped Compaction Curves of Soil. National Academy of Sciences, Washington, DC, USA, Highway research record no. 381, pp. 1–9.

- Shareef, A. H. (2016). Investigation of Cement with Lime as a Stabilized Materials for Soft Soils.
- Sherwood, P.T., (1993), "Soil Stabilization with Cement and Lime", Transportation Research, Laboratory, HMSO, London.
- Sterpi, D. (2015). Effect of freeze-thaw cycles on the hydraulic conductivity of a compacted clayey silt and influence of the compaction energy. *Soils and Foundations*, 55(5), 1326–1332.
- Sun DA, Sheng D and Xu YF (2007) Collapse behavior of unsaturated compacted soil with different initial densities. *Canadian Geotechnical Journal* 44(6): 673–686.
- Sweeney, D. A., Wong, D. K. H. and Fredlund, D. G. 1988. Effect of lime on highly plastic clay with special emphasis on aging, *Transp. Res. Rec.* 1190, 13–23.
- Townsend, D. L., and Klyn, A. T. W., (1966). "Canadian Lime Stabilization," Rural and Urban Roads.
- Vitale E, Deneele D, Paris M, Russo G (2017). Multi-scale analysis and time evolution of pozzolanic activity of lime treated clays. *Applied Clay Science*, 141:36–45.
- Vitale, E., Deneele, D., Paris, M., Russo, G. (2017). Multi-scale analysis and time evolution of pozzolanic activity of lime treated clays. *Applied Clay Science*, 141, 36–45.
- Wang, M., Kong, L., Zhao, C., & Zang, M. (2012). Dynamic characteristics of lime-treated expansive soil under cyclic loading. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4(4), 352–359.
- Yldz, M., & Soğanc, A. S. (2012). Effect of freezing and thawing on strength and permeability of lime-stabilized clays. *Scientia Iranica*, 19(4): 1013–1017.
- Zoubir W, Harichane K, Ghrici M (2013) Effect of lime and natural pozzolana on dredged sludge engineering properties. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18(c):589-600.
- Zumrawi, M.M.E., Mahjoub, A.M.M., Alnour, I.M. (2016) Effect of Some Chloride Salts on Swelling Properties of Expansive Soil. *University Of Khartoum Engineering Journal*, 6(2): 52–58.