

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 en sciences**
Spécialité : **Génie Civil**

Présentée par :

Mr: SARI AHMED Billal

Magister en Génie Civil

Thème

Prévision des propriétés des sols argileux améliorés par ajouts cimentaires

Soutenue le 04/05/2019, devant le jury composé de :

| | | | |
|-------------------|------------|--------------------------|---------------|
| Ahmed ARAB | Professeur | Université de Chlef | Présidente |
| Karim BENDANI | Professeur | Université de Mostaganem | Examinateur |
| Hanifi MISSOUM | Professeur | Université de Mostaganem | Examinateur |
| Salim GUETTALA | Professeur | Université de Djelfa | Examinateur |
| Mohamed GHRICI | Professeur | Université de Chlef | Rapporteur |
| Khélifa HARICHANE | Professeur | Université de Chlef | Co-Rapporteur |

الإهداء

إلى كل من علمني حرفاً في هذه الدنيا الفانية

إلى روح أبي الزكية الطاهرة

إلى أُمِّي العزيزة الغالية

إلى إخوتي وأخواتي

إلى زوجتي وأبنائي الأعراء

إلى جميع الأصدقاء والأصحاب

إلى كل هؤلاء وهؤلاء أهدي هذا العمل المتواضع

نسأل الله تعالى أن يجعله عوناً لكل طالب علم

آمين يا رب العالمين



Remerciements

Il me sera très difficile de remercier tout le monde car c'est grâce à l'aide de nombreuses personnes que j'ai pu mener cette thèse à son terme.

Je voudrais tout d'abord remercier grandement mon directeur de thèse, **Dr. Mohamed GHRICI**, Professeur à l'Université de Chlef, et également à mon Codirecteur de thèse, **Dr. Khelifa HARICHANE**, Professeur à l'Université de Chlef, pour m'avoir proposé un sujet ambitieux et motivant, leur appui constant, leurs encouragements et leurs conseils d'or, pour leur patience, leur générosité et disponibilité au cours de ma formation doctorale, pour m'avoir fait confiance tout au long de ce projet, pour leur encadrement bienveillant et pour leurs critiques constructives et leur intérêt qu'ils ont porté tout au long de l'élaboration de ce projet de thèse.

Il m'est agréable de remercier sincèrement **Dr. Ahmed ARAB**, Professeur à l'Université de Chlef d'avoir accepté de présider le jury. J'adresse également mes vifs remerciements et les expressions de toute ma gratitude aux **Dr. Karim BENDANI**, Professeur à l'Université de Mostaganem, **Dr. Hanifi MISSOUM**, Professeur à l'Université de Mostaganem et également **Dr. Salim GUETTALA**, Professeur à l'Université de Djelfa, pour avoir accepté d'examiner avec toute l'attention voulue le présent travail.

Je tiens à remercier particulièrement **Dr. Hamide Gadouri**, Maître de conférences (B) à l'Université de Khemis Miliana, pour sa collaboration, sa disponibilité permanente et ses conseils qui m'ont accompagné tout au long de l'élaboration de ce projet de thèse.

Je tiens à remercier vivement **Mr. Abdelwahabe SARI AHMED**, Enseignant à l'Université de Bab-Zouar, pour sa collaboration au cours de la rédaction du présent travail.

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements à toutes les personnes qui ont par leurs compétences, leur présence et leurs commentaires, contribué à l'élaboration et à la bonne conduite de ce travail de thèse.

RÉSUMÉ

Les effets des ajouts cimentaires sur les propriétés géotechniques des sols argileux ont été étudiés par plusieurs chercheurs. Cependant, peu d'études statistiques ont été menées pour développer des modèles statistiques sur la base de données publiées dans la littérature pour prédire les propriétés des sols argileux stabilisés par des additifs cimentaires. En effet, cette étude a été réalisée dont le but est de développer de nouveaux modèles statistiques pour prédire certaines propriétés géotechniques telles que les limites d'Atterberg (limite de liquidité; LL et l'indice de plasticité; PI), la résistance à la compression non confinée (Rc), le gonflement, la teneur en eau optimale (w_{opt}) et la densité sèche maximale (γ_{dmax}) des sols argileux stabilisés aux cendres volantes, à la chaux et par leur combinaisons, utilisés comme matériaux de construction dans les projets de génie civil. A cet effet, de nombreuses sources de données ont été collectées à partir de projets de recherches publiées dans la littérature au cours des années précédentes. Tous les modèles développés ont été validés avec une efficacité très satisfaisante dont ils peuvent être utilisés comme des outils fiables pour prédire les propriétés géotechniques étudiées des sols argileux stabilisés. Des tests statistiques de Fisher (F -test) et de Student (t -test) ont été menés et ont montré que les p-value des modèles proposés ainsi que les p-value qui correspondent aux variables explicatives retenues dans les modèles proposés étaient, globalement, inférieures à 5%. Ce qui indique que ces modèles sont significatifs et également que les variables retenues ont un impact sur la variation des propriétés étudiées. En outre, les études de comparaison entre les valeurs prédites et les données expérimentales ont montrées que les modèles proposés peuvent être raisonnablement adoptés afin d'interpréter l'effet des ajouts cimentaires étudiés sur les propriétés considérées et pour concevoir de nouveaux mélanges sans effectuer d'étude expérimentale.

Mots clés : sol argileux, ajouts cimentaires, modèles, stabilisation, propriétés géotechniques, validation, étude paramétrique, temps de cure, teneur de l'ajout.

ABSTRACT

The effect of cementitious additives on geotechnical properties of clayey soils has been studied by several researchers. However, few statistical investigations were made for developing statistical models based on data published in the literature for predicting the geotechnical properties of clayey soils stabilized by cementitious additives. In fact, this study was made in order to develop new statistical models for predicting some geotechnical properties such as Atterberg limits (liquid limit; LL and plasticity index; PI), unconfined compressive strength (UCS), swelling, optimum moisture content (OMC) and maximum dry density (MDD) of fly ash, lime and lime/fly ash (LFA) of stabilized clayey soils used as materials for civil engineering projects. For this purpose, many data sources were collected from several laboratory studies published in the literature in previous years. All the developed models were validated and found to have a good ability where they can be used as a reliable tool to predict the studied geotechnical properties of stabilized clayey soils. Indeed, Fisher's and Student's statistical tests were carried out. They showed that the p-values of the proposed models and those corresponding to the chosen independent variables were by and large less than 5%. This proves that the models are significant and also that the selected variables have an impact on the studied properties behavior. In addition, the comparison study between predicted values and experimental data indicated that the proposed models can be reasonably used to interpret the effect of the studied cementitious additives on the considered geotechnical properties and to design new mixtures without making an experimental study.

Key words: clayey soil, cementitious additives, predictive models, stabilization, geotechnical properties, validation, parametric study, curing time, additive content.

الملخص

تأثير الإضافات الإسمنتية على الخصائص الجيو تقنية للتربة الطينية قد تم دراستها من طرف العديد من الباحثين. بالمقابل، لم يتم نشر إلا القليل من الدراسات التي تهتم بتطوير نماذج إحصائية للتنبؤ بالخصائص الجيو تقنية للتربة المثبتة بواسطة الإضافات الإسمنتية وهذا بالاعتماد على بيانات مأخوذة من دراسات مخبرية منشورة سابقا. الهدف من هذه الدراسة هو تطوير نماذج إحصائية جديدة للتنبؤ ببعض الخصائص الجيو تقنية كحدود أتربا رغ (حد السيولة، مؤشر اللدونة)، مقاومة الضغط، الانتفاخ، نسبة الرطوبة المثلى و الكثافة الجافة العظمى للتربة الطينية المثبتة باستعمال الرماد المتطاير، الجير و باستعمال مزيج الرماد المتطاير و الجير معا، والتي تستعمل كمواد في مشاريع الهندسة المدنية. لذلك، تم جمع عدد كبير من البيانات ومن دراسات مخبرية متعددة منشورة عبر سنوات سابقة. كل النماذج المقترحة، التي تم تقييمها و التحقق من فعاليتها، قد أثبتت قدرتها العالية بحيث يمكن استعمالها كأداة موثوقة للتنبؤ بالخصائص الجيو تقنية المدروسة للتربة المعالجة. إختباري فيشر (F -test) وستودنت (t -test) اللذان تم القيام بهما أثبتا أن القيم p الخاصة بالنماذج المقترحة وكذا المتعلقة بالمتغيرات التفسيرية المعتمدة في هذه النماذج هي أقل من العتبة 5%، هذا يدل على أن النماذج المقترحة ذات دلالة بالإضافة إلى أن المتغيرات التفسيرية المعتمدة في النماذج المقترحة، لها تأثير في التغيرات الحاصلة في الخصائص المدروسة. بالإضافة إلى أن المقارنة بين البيانات المتنبأ بها باستعمال النماذج المقترحة و بيانات مخبرية منشورة بينت أن هذه النماذج يمكن تطبيقها بسلاسة لتفسير تأثير الإضافات الإسمنتية المدروسة على الخصائص الجيو تقنية وكذا دراسة خطوات إضافية دون اللجوء إلى دراسات مخبرية.

كلمات دلالية: تربة طينية، إضافات إسمنتية، نماذج تنبؤ، تثبيت التربة، خصائص جيو تقنية، التحقق من الفعالية، دراسة منهجية، زمن الإنضاج، نسبة الإضافات

TABLE DES MATIERES

| | |
|--------------------------|------|
| Dédicace..... | I |
| Remerciements..... | II |
| Résumé..... | III |
| Abstract..... | IV |
| ملخص..... | V |
| Table des matières..... | VI |
| Liste des figures..... | IX |
| Liste des tableaux..... | XIII |
| Liste des notations..... | XVII |

Introduction Générale

| | |
|--------------------------|---|
| Généralités..... | 2 |
| Objectif du travail..... | 3 |
| Plan de la thèse..... | 4 |

Chapitre 1

Méthodes d'amélioration des sols instables

| | |
|--|----|
| 1.1. Introduction..... | 6 |
| 1.2. Identification des sols instables..... | 6 |
| 1.3. Méthodes d'amélioration des sols instables..... | 7 |
| 1.3.1. Méthodes mécaniques..... | 7 |
| 1.3.1.1. Compactage de surface..... | 7 |
| 1.3.1.2. Compactage dynamique..... | 8 |
| 1.3.1.3. Compactage par Vibro-flotation..... | 8 |
| 1.3.2. Méthodes hydromécaniques..... | 8 |
| 1.3.2.1. Préchargement ou Précompression..... | 8 |
| 1.3.2.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux..... | 8 |
| 1.3.3. Méthodes thermiques..... | 9 |
| 1.3.3.1. Congélation..... | 9 |
| 1.3.4. Méthodes chimiques..... | 9 |
| 1.3.4.1. Utilisation de la chaux..... | 9 |
| 1.3.4.2. Utilisation du ciment..... | 10 |
| 1.3.4.3. Utilisation du laitier..... | 11 |
| 1.3.4.4. Utilisation du phosphogypse..... | 11 |
| 1.3.4.5. Utilisation de la fumée de silice..... | 11 |
| 1.3.4.6. Utilisation des cendres volantes..... | 12 |

| | |
|--|----|
| 1.4. Effets des ajouts cimentaires sur les propriétés des sols..... | 13 |
| 1.4.1. Effet de la chaux sur les propriétés des sols argileux..... | 13 |
| 1.4.1.1. Effet de la chaux sur la plasticité..... | 13 |
| 1.4.1.2. Effet de la chaux sur les paramètres de compactage..... | 14 |
| 1.4.1.3. Effet de la chaux sur la résistance à la compression..... | 16 |
| 1.4.2. Effet du ciment sur les propriétés des sols argileux..... | 17 |
| 1.4.2.1. Effet du ciment sur la plasticité..... | 17 |
| 1.4.2.2. Effet du ciment sur les paramètres de compactage..... | 18 |
| 1.4.2.3. Effet du ciment sur la résistance à la compression..... | 19 |
| 1.4.3. Effet du laitier sur les propriétés des sols argileux..... | 21 |
| 1.4.3.1. Effet du laitier sur la plasticité..... | 21 |
| 1.4.3.2. Effet du laitier sur les propriétés de compactage..... | 22 |
| 1.4.3.3. Effet du laitier sur la résistance à la compression..... | 23 |
| 1.4.4. Effet du phosphogypse sur les propriétés des sols argileux..... | 24 |
| 1.4.4.1. Effet du phosphogypse sur la plasticité..... | 24 |
| 1.4.4.2. Effet du phosphogypse sur les paramètres de compactage..... | 25 |
| 1.4.4.3. Effet du phosphogypse sur la résistance à la compression..... | 26 |
| 1.4.5. Effet de la fumée de silice sur les propriétés des sols argileux..... | 27 |
| 1.4.5.1. Effet de la fumée de silice sur la plasticité..... | 27 |
| 1.4.5.2. Effet de la fumée de silice sur le compactage..... | 28 |
| 1.4.5.3. Effet de la fumée de silice sur la résistance à la compression..... | 29 |
| 1.4.6. Effet des cendres volantes sur les propriétés des sols argileux..... | 30 |
| 1.4.6.1. Effet des cendres volantes sur la plasticité..... | 30 |
| 1.4.6.2. Effet des cendres volantes sur le compactage..... | 31 |
| 1.4.6.3. Effet des cendres volantes sur la résistance à la compression..... | 32 |
| 1.5. Conclusion..... | 34 |

Chapitre 2

Corrélations des propriétés géotechniques des sols

| | |
|---|----|
| 2.1. Introduction..... | 36 |
| 2.2. Estimation de la résistance à la compression R_C des sols..... | 36 |
| 2.3. Estimation des paramètres de compactage..... | 43 |
| 2.4. Estimation des propriétés de gonflement..... | 53 |
| 2.5. Estimation des propriétés de plasticité..... | 57 |
| 2.6. Conclusion..... | 59 |

Chapitre 3

Estimation des propriétés des sols argileux stabilisés par les cendres volantes

| | |
|--|----|
| 3.1. Introduction..... | 62 |
| 3.2. Justification des propriétés géotechniques étudiées | 62 |
| 3.3. Collection et traitement des bases de données..... | 64 |
| 3.4. Développement des modèles..... | 70 |

| | |
|--|----|
| 3.5. Validation des modèles..... | 75 |
| 3.6. Etude paramétrique..... | 77 |
| 3.6.1. Effet des cendres volantes sur les propriétés de plasticité..... | 78 |
| 3.6.2. Effet des cendres volantes sur la résistance à la compression non confinée (R_c)..... | 79 |
| 3.6.3. Effet des cendres volantes sur le gonflement libre (GL) | 83 |
| 3.6.4. Effet des cendres volantes sur les caractéristiques de compactage (w_{opt} et γ_{dmax})..... | 84 |
| 3.7. Conclusion..... | 86 |

Chapitre 4

Estimation des propriétés des sols argileux stabilisés à la chaux

| | |
|---|-----|
| 4.1. Introduction..... | 89 |
| 4.2. Justification des propriétés géotechniques étudiées..... | 90 |
| 4.3. Collecte et traitement des de données..... | 90 |
| 4.4. Développement des modèles..... | 102 |
| 4.5. Validation des modèles..... | 115 |
| 4.6. Étude paramétrique..... | 124 |
| 4.6.1. Effet de la chaux sur les propriétés de plasticité (LL et PI)..... | 124 |
| 4.6.2. Effet de la chaux sur les caractéristiques de compactage (w_{opt} et γ_{dmax})..... | 127 |
| 4.6.3. Effet de la chaux sur la résistance à la compression non confinée (R_c)..... | 128 |
| 4.6.4. Effet de la chaux sur la pression de gonflement (PG)..... | 131 |
| 4.7. Conclusions..... | 133 |

Chapitre 5

Estimation des propriétés des sols argileux stabilisés à la chaux combinée aux cendres volantes

| | |
|---|-----|
| 5.1. Introduction..... | 136 |
| 5.2. Collection et traitement des bases de données..... | 137 |
| 5.3. Développement des modèles..... | 142 |
| 5.4. Validation des modèles..... | 149 |
| 5.5. Etude paramétrique..... | 151 |
| 5.5.1. Effet de la combinaison chaux/cendres volantes sur les propriétés de plasticité..... | 151 |
| 5.5.2. Effet de la combinaison Ch/CV sur les caractéristiques de compactage..... | 154 |
| 5.5.3. Effet la combinaison Ch/CV sur la résistance à la compression..... | 157 |
| 5.6. Conclusion..... | 161 |

Conclusions générales

| | |
|--------------------------------------|-----|
| Conclusions générales..... | 164 |
| Perspectives et recommandations..... | 168 |
| Référence bibliographique..... | 170 |

LISTE DES FIGURES

| | | |
|--------------------|--|----|
| Figure 1.1 | Cendres volantes (Adamiec et al. 2005; Buwa and Wayal 2016)..... | 13 |
| Figure 1.2 | Effet de la chaux sur la résistance à la compression (Bell 1996)..... | 16 |
| Figure 1.3 | Effet de la chaux sur la résistance à la compression (Umesha et al. 2009)..... | 16 |
| Figure 1.4 | Variation de la résistance à la compression d'un sol argileux en fonction du pourcentage en ciment à différentes durées de cure (Estabragh et al. 2010)..... | 20 |
| Figure 1.5 | Evolution de la relation entre la résistance et le dosage en ciment en fonction du temps pour les limons (Szymkiewicz. 2011)..... | 20 |
| Figure 1.6 | Effet du laitier sur les limites d'Atterberg du Bentonite (Sivrikaya et al. 2014)..... | 21 |
| Figure 1.7 | Effet de la teneur en laitier sur les paramètres de compactage (Yadu and Tripathi. 2013)..... | 22 |
| Figure 1.8 | Effet du laitier sur la résistance à la compression (Sharma and Sivapullaiah 2012)..... | 24 |
| Figure 1.9 | Effet de la teneur en phosphogypse sur propriété de compactage (Estabragh et al. 2013)..... | 26 |
| Figure 1.10 | Effet du phosphogypse sur la résistance à la compression (James et al. 2014).... | 26 |
| Figure 1.11 | Effet de la fumée de silice sur les limites d'Atterberg (Al-Azzawi et al. 2012).... | 27 |
| Figure 1.12 | Influence de la teneur en fumée de silice sur indices de consistance des argiles (Kalkan and Akbulut 2004)..... | 28 |
| Figure 1.13 | Effet de la fumée de silice sur le compactage (Fattah et al. 2015)..... | 29 |
| Figure 1.14 | Effet de la fumée de silice sur la résistance à la compression (Kalkan 2013)..... | 29 |
| Figure 1.15 | Effet des cendres volantes sur les limites d'Atterberg (Dissanayake et al. 2017).. | 31 |
| Figure 1.16 | Effet des cendres volantes sur le compactage (Amadi 2010)..... | 32 |
| Figure 1.17 | Effet de la durée de cure sur la résistance à la compression d'un sol argileux amélioré aux cendres volantes (Kang et al. 2017)..... | 33 |
| Figure 2.1 | Courbes de la résistance à la compression des sols en fonction de la teneur de la chaux (Baldovino et al. 2017)..... | 38 |
| Figure 2.2 | Ajustement du modèle de résistance d'un sol stabilisé pour une teneur de 10% de cendres volantes (Khoury et al. 2012)..... | 41 |
| Figure 2.3 | Variation de la résistance à la compression en fonction du rapport (η /L_v) pour différentes durées de cure (Baldovino et al. 2018)..... | 42 |
| Figure 2.4 | Corrélation de la teneur en eau optimale avec la limite de plasticité (Sridharan and Nagaraj 2005)..... | 46 |

| | | |
|--------------------|---|----|
| Figure 2.5 | Corrélation de la densité sèche maximale avec la limite de plasticité (Sridharan and Nagaraj 2005)..... | 47 |
| Figure 2.6 | Corrélation des paramètres de compactage avec la limite de plasticité des sols argileux stabilisés à la chaux (Hussain and Dash 2015)..... | 52 |
| Figure 2.7 | Comparaison entre les pressions de gonflement expérimentales et prédites par le modèle proposé par Sabat (2012)..... | 56 |
| Figure 2.8 | Comparaison entre les propriétés de plasticité mesurées et prédites (a) limite de liquidité (b) indice de plasticité (Yu et al. 2017)..... | 59 |
| Figure 3.1 | Normes utilisées pour la réalisation des tests de limites d'Atterberg..... | 66 |
| Figure 3.2 | Normes utilisées pour la réalisation de l'essai de résistance en compression simple..... | 67 |
| Figure 3.3 | Normes utilisées pour la réalisation de l'essai de gonflement libre..... | 68 |
| Figure 3.4 | Normes utilisées pour la réalisation des essais de compactage..... | 70 |
| Figure 3.5 | Comparaison entre les propriétés de plasticité des sols argileux stabilisés aux CV. Valeurs expérimentales et prédites : (a) Le modèle LL (b) Le modèle PI..... | 73 |
| Figure 3.6 | Comparaison entre les résistances à la compression des sols argileux stabilisés aux CV. Valeurs expérimentales et prédites..... | 73 |
| Figure 3.7 | Comparaison entre les valeurs de gonflement prédites et expérimentales des sols argileux stabilisés aux CV..... | 74 |
| Figure 3.8 | Comparaison entre les propriétés de compactage des sols argileux stabilisés aux CV. Valeurs expérimentales et prédites : (a) Modèle γ_{dmax} (b) Modèle w_{opt} | 74 |
| Figure 3.9 | RME entre les propriétés de plasticité expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaire et celles prédites par (a) modèle LL (b) modèle PI..... | 75 |
| Figure 3.10 | RME entre les résistances à la compression expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaire et celles prédites par le modèle R_C | 75 |
| Figure 3.11 | RME entre les valeurs de gonflement expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaire et celles prédites par le modèle GL..... | 76 |
| Figure 3.12 | RME entre les propriétés de compactage expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaire et celles prédites par (a) Le modèle γ_{dmax} (b) Le modèle w_{opt} | 76 |
| Figure 3.13 | Evaluation empirique de l'effet des cendres volantes sur la plasticité des argiles stabilisées (a) limite de liquidité (b) Indice de plasticité..... | 78 |
| Figure 3.14 | Evaluation empirique de l'effet des cendres volantes sur la résistance à la compression des argiles stabilisées pour différents durées de cure (a) $R_{C0} = 50$ kPa (b) $R_{C0} = 100$ kPa, (c) $R_{C0} = 150$ kPa (d) $R_{C0} = 200$ kPa..... | 80 |
| Figure 3.15 | Etude comparative entre le modèle de résistance développé et celui suggéré par Sezer et al. (2006) (a) modèle développé (b) modèle de Sezer et al. (2006)..... | 82 |
| Figure 3.16 | Evaluation empirique de l'effet des cendres volantes sur le gonflement libre des sols argileux, basée sur le modèle GL proposé..... | 83 |

| | | |
|--------------------|--|-----|
| Figure 3.17 | Evaluation empirique de l'effet des cendres volantes sur les paramètres de compactage des sols argileux, basée sur les équations (3.5) et (3.6)..... | 84 |
| Figure 4.1 | Normes utilisées pour la réalisation des tests de plasticité..... | 93 |
| Figure 4.2 | Normes utilisées pour la réalisation des tests de compactage..... | 97 |
| Figure 4.3 | Normes utilisées pour la réalisation des tests de résistance..... | 99 |
| Figure 4.4 | Normes utilisées pour la réalisation des tests de gonflement..... | 101 |
| Figure 4.5 | Comparaison entre les propriétés de plasticité des sols argileux stabilisés à la chaux expérimentales et prédites : (a) Le modèle LL (b) Le modèle PI..... | 105 |
| Figure 4.6 | Comparaison entre les propriétés de compactage des sols argileux stabilisés à la chaux expérimentales et prédites : (a) Le modèle γ_{dmax} (b) Le modèle w_{opt} | 107 |
| Figure 4.7 | Comparaison entre les valeurs de résistance à la compression prédites par les modèles proposés et les valeurs expérimentales..... | 111 |
| Figure 4.8 | Effet de la chaux ajoutée sur la pression de gonflement des sols argileux (Bourokba Mrabent et al. 2017)..... | 112 |
| Figure 4.9 | Comparaison entre les valeurs la pression de gonflement (PG) prédites par le modèle proposé et les valeurs expérimentales..... | 115 |
| Figure 4.10 | RME entre les propriétés de plasticité expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaire et celles prédites : (a) Le modèle LL (b) Le modèle PI..... | 117 |
| Figure 4.11 | RME entre les propriétés de compactage expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaire et celles prédites : (a) Le modèle γ_{dmax} (b) Le modèle w_{opt} | 117 |
| Figure 4.12 | RME entre les teneurs en eau expérimentales et celles prédites par le modèle : (a) proposé dans cette étude (b) proposé par Hussain and Dash (2015)..... | 120 |
| Figure 4.13 | RME entre les densités sèches expérimentales et celles prédites par le modèle : (a) proposé dans cette étude (b) proposé par Hussain and Dash (2015)..... | 120 |
| Figure 4.14 | RME entre les valeurs de résistance prédites par le modèle et celles expérimentales en utilisant des études supplémentaires..... | 121 |
| Figure 4.15 | Comparaison des résultats d'estimation fournis par le modèle R_c proposé et ceux fournis par des modèles de la littérature..... | 123 |
| Figure 4.16 | Évaluation empirique de l'évolution de la plasticité des sols argileux traités à la chaux basée sur les modèles proposés : effet du pH du sol naturel..... | 125 |
| Figure 4.17 | Évaluation empirique de l'effet de la chaux sur les paramètres de compactage des sols argileux, basée sur les modèles proposés..... | 127 |
| Figure 4.18 | Effet de la chaux sur la résistance à la compression des sols argileux stabilisés pour différents durées de cure..... | 129 |
| Figure 4.19 | Effet des périodes de cure sur la résistance à la compression des sols argileux améliorés par différents teneurs de chaux..... | 130 |
| Figure 4.20 | Évaluation empirique de l'évolution de la pression de gonflement des sols argileux traité à la chaux basée sur le modèle (PG) proposé : sol (S1)..... | 132 |

| | | |
|--------------------|---|-----|
| Figure 4.21 | Évaluation empirique de l'évolution de la pression de gonflement des sols argileux traité à la chaux basée sur le modèle (PG) proposé : sol (S2)..... | 132 |
| Figure 5.1 | Normes utilisées pour la réalisation des essais des limites d'Atterberg..... | 138 |
| Figure 5.2 | Normes utilisées pour la réalisation des essais de résistance à la compression.... | 140 |
| Figure 5.3 | Normes utilisées pour la réalisation des tests de compactage..... | 141 |
| Figure 5.4 | Comparaison entre les propriétés de plasticité expérimentales des sols argileux stabilisés par la combinaison Ch/CV et celles prédites : (a) modèle LL (b) modèle PI..... | 147 |
| Figure 5.5 | Comparaison entre les propriétés de compactage expérimentales des sols argileux par la combinaison Ch/CV et celles prédites : (a) Le modèle γ_{dmax} (b) Le modèle w_{opt} | 148 |
| Figure 5.6 | Comparaison entre les résistances à la compression des sols argileux stabilisés par la combinaison Ch/CV et celles prédites par le modèle de résistance..... | 148 |
| Figure 5.7 | Comparaison entre les propriétés de plasticité expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites : (a) modèle LL (b) modèle PI..... | 149 |
| Figure 5.8 | Comparaison entre les propriétés de compactage expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites : (a) modèle γ_{dmax} (b) modèle w_{opt} | 149 |
| Figure 5.9 | Comparaison entre les résistances à la compression expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites..... | 150 |
| Figure 5.10 | Évaluation empirique de l'effet de la combinaison chaux/cendres volantes sur la limite de liquidité des argiles :(a) effet des cendres volantes (b) effet de la chaux..... | 152 |
| Figure 5.11 | Évaluation empirique de l'effet de la combinaison chaux/cendres volantes sur l'indice de plasticité des argiles :(a) effet des cendres volantes(b) effet de la chaux..... | 153 |
| Figure 5.12 | Évaluation empirique de l'effet de la combinaison Ch/CV sur la densité sèche maximale des argiles : (a) effet des cendres volantes (b) effet de la chaux..... | 155 |
| Figure 5.13 | Évaluation empirique de l'effet de la combinaison Ch/CV sur la teneur en eau optimale des argiles : (a) effet des cendres volantes (b) effet de la chaux..... | 156 |
| Figure 5.14 | Évaluation empirique de l'effet de la durée de cure et des cendres volantes (CV) combinées avec la chaux (Ch) sur la résistance à la compression des argiles stabilisées: (a) Ch=1.5% (b) Ch=3% (c) Ch=6%..... | 158 |
| Figure 5.15 | Évaluation empirique de l'effet de la durée de cure et de la chaux (Ch) combinée avec les cendres volantes (CV) sur la résistance à la compression des argiles combinée stabilisées: (a) CV=5% (b) CV=10% (c) CV=15%..... | 159 |

LISTE DES TABLEAUX

| | | |
|---------------------|--|----|
| Tableau 1.1 | Composition chimique typique des cendres volantes (Zumrawi and Hamza 2016)..... | 12 |
| Tableau 1.2 | Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg (George et al. 1992)..... | 13 |
| Tableau 1.3 | Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg (Athanasopoulou and Kollaros 2011)..... | 14 |
| Tableau 1.4 | Effet de la chaux sur les propriétés de compactage (Parker 2008)..... | 14 |
| Tableau 1.5 | Effet de la chaux sur les paramètres de compactage (Asgarali 2015)..... | 15 |
| Tableau 1.6 | Effet du ciment sur les limites d'Atterberg (Okagbue and Ochulor 2005)..... | 17 |
| Tableau 1.7 | Effet du ciment sur les limites d'Atterberg (Amu et al. 2005)..... | 17 |
| Tableau 1.8 | Effet du ciment sur les propriétés de compactage (Degirmenci et al. 2006).... | 18 |
| Tableau 1.9 | Effet du ciment sur les propriétés de compactage (Akbulut and Arasan 2010)..... | 19 |
| Tableau 1.10 | Effet du laitier sur les limites d'Atterberg (Dayalan 2016)..... | 21 |
| Tableau 1.11 | Effet du laitier sur les propriétés de compactage (Ismail and Belal 2014)..... | 23 |
| Tableau 1.12 | Effet du laitier sur la résistance à la compression (Pathak et al. 2014)..... | 23 |
| Tableau 1.13 | Effet du phosphogypse sur les limites d'Atterberg (Özkan 2015)..... | 24 |
| Tableau 1.14 | Effet du phosphogypse sur la résistance à la compression (Krishnan et al. 2016)..... | 26 |
| Tableau 1.15 | Effet de la fumée de silice sur les limites d'Atterberg (Negi et al 2013)..... | 27 |
| Tableau 1.16 | Effet de la fumée de silice sur le compactage (Bharadwaj and Trivedi 2016). | 28 |
| Tableau 1.17 | Effet de la fumée de silice sur la résistance à la compression (Thakare and Chauhan 2016)..... | 30 |
| Tableau 1.18 | Effet des cendres volantes sur les limites d'Atterberg (Buwa and Wayal 2016)..... | 30 |
| Tableau 1.19 | Effet des cendres volantes sur les limites d'Atterberg (Mohanty et al. 2016).. | 31 |
| Tableau 1.20 | Effet des cendres volantes sur les paramètres de compactage (Kolay and Ramesh 2015)..... | 31 |

| | | |
|---------------------|---|----|
| Tableau 1.21 | Effet des cendres volantes sur les propriétés de compactage (Sezer et al. 2004)..... | 32 |
| Tableau 1.22 | Effet des cendres volantes sur la résistance à la compression (Ozdemir 2016)..... | 33 |
| Tableau 1.23 | Effet des cendres volantes sur la résistance à la compression (Lin et al. 2007)..... | 33 |
| Tableau 2.1 | Résumé des modèles importants supplémentaires, estimant la résistance à les compressions, publiés dans la littérature..... | 44 |
| Tableau 2.2 | Relations empiriques entre la teneur en eau et la plasticité (Hammond 1980) | 45 |
| Tableau 2.3 | Résumé de quelques modèles de compactage supplémentaires importants publiés dans la littérature..... | 48 |
| Tableau 2.4 | Paramètres des modèles de compactage de Mohammed and Vipulanandan (2015) | 52 |
| Tableau 2.5 | Paramètres du modèle de gonflement libre de Mohammed and Vipulanandan (2015)..... | 57 |
| Tableau 2.6 | Paramètres des modèles de plasticité de Mohammed and Vipulanandan (2015)..... | 58 |
| Tableau 3.1 | Données utilisées pour le développement des modèles de prédiction de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés par l'utilisation des cendres volantes..... | 65 |
| Tableau 3.2 | Données utilisées pour le développement du modèle de prédiction de la résistance à la compression des sols argileux stabilisés par l'utilisation des cendres volantes..... | 67 |
| Tableau 3.3 | Données utilisées pour le développement du modèle de prédiction du gonflement libre des sols argileux stabilisés par des cendres volantes..... | 68 |
| Tableau 3.4 | Données utilisées pour le développement des modèles pour prédire les propriétés de compactages (γ_{dmax} et w_{opt}) des sols argileux stabilisés par des cendres volantes..... | 69 |
| Tableau 3.5 | Résumé des bases données utilisées dans l'ajustement des modèles prédictifs des propriétés géotechniques..... | 70 |
| Tableau 3.6 | Résumé des équations et des paramètres des modèles les mieux ajustés avec les différentes bases données considérées..... | 71 |
| Tableau 4.1 | Données utilisées pour le développement des modèles pour prédire la limite de liquidité et l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés par l'utilisation de la chaux..... | 92 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Tableau 4.2 | Données utilisées pour le développement des modèles pour prédire la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols argileux stabilisés à la chaux..... | 94 |
| Tableau 4.3 | Données collectées utilisés pour l'ajustement du modèle de résistance..... | 98 |
| Tableau 4.4 | Données utilisées pour le développement du modèle de prédiction de la pression de gonflement des sols argileux stabilisés à la chaux..... | 100 |
| Tableau 4.5 | Résumé des bases de données utilisées dans l'ajustement des modèles de prédiction des propriétés géotechniques retenues..... | 101 |
| Tableau 4.6 | Analyse statistique du modèle de prédiction de la limite de liquidité des sols stabilisés à la chaux, ajusté avec les données listées dans le tableau 4.1..... | 103 |
| Tableau 4.7 | Analyse statistique du modèle de prédiction de l'indice de plasticité des sols stabilisés à la chaux, ajusté avec les données listées dans le tableau 4.1..... | 103 |
| Tableau 4.8 | Analyse statistique du modèle de prédiction de la densité sèche maximale le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.1..... | 106 |
| Tableau 4.9 | Analyse statistique du modèle de prédiction de la teneur en eau optimale le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.1..... | 106 |
| Tableau 4.10 | Résumé de l'analyse statistique des modèles de résistance, des sols argileux traités à la chaux, proposés..... | 109 |
| Tableau 4.11 | Analyse statistique du modèle de prédiction de la pression de gonflement le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.4 : cas 1 : $PG_0 \leq 300 \text{ kPa}$ | 113 |
| Tableau 4.12 | Analyse statistique du modèle de prédiction de la pression de gonflement le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.4 : cas 2 : $PG_0 > 300 \text{ kPa}$ | 114 |
| Tableau 4.13 | Comparaison entre les propriétés de plasticité expérimentales obtenues à partir des travaux recherche supplémentaires et celles prédites par les modèles LL et PI..... | 116 |
| Tableau 4.14 | Comparaison entre les propriétés de compactage expérimentales obtenues à partir des travaux recherche supplémentaires et celles prédites par les modèles γ_{dmax} et w_{opt} | 118 |
| Tableau 4.15 | Erreurs relatives entre les valeurs de résistance à la compression prédites par le modèle et celles expérimentales fournies par des travaux de recherche supplémentaires..... | 122 |
| Tableau 5.1 | Base de données utilisée dans l'ajustement des modèles de prédiction de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité des sols stabilisés par une combinaison chaux /cendres volantes..... | 138 |
| Tableau 5.2 | Base de données utilisées pour le développement du modèle de résistance.... | 139 |

| | | |
|--------------------|---|-----|
| Tableau 5.3 | Base données utilisés dans l'ajustement des modèles de compactage..... | 140 |
| Tableau 5.4 | Résumé des bases de données utilisées dans l'ajustement des modèles pour les propriétés géotechniques étudiées dans ce chapitre..... | 142 |
| Tableau 5.5 | Analyse statistique du modèle de la limite de liquidité, le mieux ajusté avec données listées dans le tableau 5.1..... | 143 |
| Tableau 5.6 | Analyse statistique du modèle de l'indice de plasticité le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.1..... | 143 |
| Tableau 5.7 | Analyse statistique du modèle de la densité sèche maximale des sols argileux stabilisés le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.3..... | 144 |
| Tableau 5.8 | Analyse statistique du modèle de la teneur en eau optimale des sols argileux stabilisés le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.3..... | 144 |
| Tableau 5.9 | Analyse statistique du modèle de prédiction de la résistance à la compression le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.2..... | 146 |

LISTE DES NOTATIONS

| | | |
|------------------------------------|-----|--|
| PVD | - | Prefabricated vertical drains |
| AGF | - | Artificial ground freezing |
| RDM | - | Raw dredged material |
| SDM | - | Stabilized dredged material |
| DDL | - | Double diffuse layer |
| BIS, IS | - | Bureau of Indian Standards, Indian Standards |
| AASHTO | - | American Association of State Highway and Transportation Officials |
| ASTM | - | American Society for Testing and Materials |
| CNS | - | Chinese national standards |
| NBR | - | Brazilian standards |
| BS | - | British Standards |
| AS | - | Australian Standard |
| NZS | - | New Zealand Standards |
| NF | - | Norme Française |
| AENOR | - | Association Espagnole de Normalisation et de certification |
| DIN | - | Deutsche Normungsroadmap |
| pcf | pcf | Pound Per Cubic Foot |
| CaO | - | Oxyde de Calcium (chaux vive) |
| Ca(OH)₂ | - | Hydroxyde de Calcium (chaux hydratée) |
| CaCO₃ | - | Carbonate de Calcium (calcaire) |
| Ca⁺⁺ | - | Calcium ionisé |
| Fe³⁺ | - | Ion Ferrique |
| Al³⁺ | - | Ion aluminium |
| OH⁻ | | Hydroxyde |
| SiO₂ | - | Dioxyde de Silicium (Silice) |
| Al₂O₃ | - | Oxyde d'Aluminium (alumine) |
| pH | - | Potentiel Hydrogène |
| pH_{crit} | | pH critique égale à 12.4 |
| pH₀ | - | pH du sol naturel |
| C-S-H | - | Calcium Silicates Hydrates (Silicates de Calcium Hydratés) |
| C-A-H | - | Calcium Aluminates Hydrates (Aluminates de Calcium) |

| | | |
|---|----------------------|--|
| | | Hydratés) |
| SSA | - | Specific Surface Area |
| CEC | - | Cation Exchange Capacity |
| S.A* | - | Sans Amélioration |
| Pg | (%) | Phosphogypse |
| Fs | (%) | Fumée de Silice |
| Ch (L) | (%) | Chaux (lime) |
| CV | (%) | Cendres Volantes |
| Ch/CV | (%) | Chaux/Cendres Volantes |
| FA | (%) | Fly Ash |
| CFA | (%) | Class C Fly Ash |
| CSCN | (%) | Cement-based composites |
| GGBFS | (%) | Ground-Granulated Blast-Furnace Slag |
| PL | (%) | Plastic Limit (Limite de plasticité) |
| LL | (%) | Liquid Limit (Limite de liquidité d'un sol stabilisé) |
| LL₀ | (%) | Limite de liquidité d'un sol naturel |
| PI | (%) | Plasticity Index (Indice de plasticité d'un sol stabilisé) |
| PI₀, (IP₀) | (%) | Indice de plasticité d'un sol naturel |
| w_{opt} (OMC) | (%) | Teneur en eau optimale (Optimum Moisture Content) |
| γ_{dmax} (MDD) | (kN/m ³) | Densité sèche maximale (Maximum Dry Density) |
| γ_s | (kN/m ³) | Poids volumique des grains solides |
| w_{opt0} | (%) | Teneur en eau optimale initiale |
| γ_{dmax0} | (kN/m ³) | Densité sèche maximale initiale |
| R_c (UCS) | (kN/m ²) | Résistance à la compression non confinée (Unconfined Compressive Strength) |
| R_{c0} | (kN/m ²) | Résistance à la compression non confinée initiale |
| G_s | - | Densité spécifique du sol |
| FM | - | Finesse Module |
| D₁₀ | - | Diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant |
| U | - | Coefficient d'Uniformité |
| R#4 | - | Teneur des moins de 4.75mm |
| A_c | - | Activité du sol |
| S_p | (%) | Swelling Potential (potentiel de gonflement) |
| FC (CF) | (%) | Fraction argileuse (Clay Fraction) |

| | | |
|-------------------------------------|---------|---|
| F | (%) | Teneur des fines |
| GL | (%) | Gonflement Libre d'un sol stabilisé |
| GL₀ | (%) | Gonflement Libre naturel d'un sol |
| PG | (kPa) | Pression de Gonflement d'un sol stabilisé |
| PG₀ | (kPa) | Pression de Gonflement naturel d'un sol |
| t | jours | Temps de cure |
| USCS | - | Unified Soil Classification System |
| CH | - | Clay with High plasticity |
| CL | - | Clay with Low plasticity |
| SC | - | Clayey sand |
| MH | - | Heavy silt |
| F-test | - | Fisher test |
| t-test | - | Student test |
| Std. Err. | - | Standard Error |
| t value | - | Student value of Student test |
| P > t | - | P value of Student test |
| F value | - | Fisher value of Fisher test |
| P_r | - | P value of Fisher test |
| Signif. | - | Significativité statistique |
| Conf. Interval | - | Confidence interval |
| α=0.05 | - | Seuil de significativité statistique de 5% |
| RME | (%) | Erreur moyenne relative |
| E | (%) | Erreur relative entre la valeur expérimentale et théorique |
| r², R² | - | Coefficient de détermination |
| r | - | Coefficient de corrélation |
| O_{Exp} | (Unité) | La valeur expérimentale d'une propriété |
| O_{pred} | (Unité) | La valeur prédite d'une propriété |
| ABS | - | The absolute value |
| Y₀, Y | (Unité) | Valeurs, naturelle et traitée respectivement, d'une propriété |

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Généralités

La nécessité d'utiliser des terrains de plus en plus médiocres améliorés pour les constructions de génie civil n'a fait que croître au cours des dernières décennies. D'une part le développement des grandes agglomérations urbaines a progressivement imposé la valorisation des matériaux en place aux caractéristiques géotechniques initialement jugées non-satisfaisantes, d'autre part le sol, matériau peu coûteux, est devenu de plus en plus un matériau de construction et l'on cherche, pour des raisons souvent économiques, à pouvoir l'utiliser même en cas de qualités géotechniques moyennes. Il en résulte le développement d'un très grand nombre de techniques destinées à l'amélioration des propriétés géotechniques des sols dont parmi elles, celles où la structure du sol est améliorée, notamment au niveau des contacts entre les grains, en utilisant un ou une combinaison d'ajouts cimentaires.

Les propriétés des sols argileux, tels que les propriétés mécaniques, peuvent être améliorées par le processus de la stabilisation du sol en utilisant différents types de stabilisants (ciment, chaux, cendres volantes, laitier,...etc.). Le but est d'augmenter la résistance contre les forces destructives par l'augmentation de la cohésion et la diminution du mouvement d'humidité dans le sol. De nombreuses études et recherches expérimentales ont été menées dont le but principal est d'évaluer l'effet de ces ajouts cimentaires sur les propriétés physiques et mécaniques des sols. Cependant, ces essais de laboratoire sont souvent fastidieux, longs et coûteux. Pour ces raisons et pour une sélection appropriée des stabilisants pour chaque nouvelle situation de construction, l'étude statistique de l'effet des ajouts cimentaires sur les caractéristiques des sols instables est considérée comme un outil très puissant et peu coûteux afin de mieux comprendre le comportement des sols améliorés en proposant des modèles statistiques en vue de prédire l'effet des ajouts cimentaires sur les propriétés géotechniques étudiées.

En effet, certaines études ont été réalisées sur des modèles empiriques basant sur différentes techniques pour prédire les propriétés physico-mécaniques des sols argileux stabilisés par différents types d'additifs minéraux. Parmi eux, des projets de recherche ont été proposés dont l'objectif principal est de développer des modèles statistiques permettant la prédiction des effets d'un ou d'une combinaison d'ajouts cimentaires (cendres volantes, la chaux et le ciment...etc.) sur les propriétés mécaniques des sols comme la résistance à la compression (Sezer et al. 2006; Asgari et al. 2015; Wang et al. 2016; Baldovino et al. 2017), les paramètres

de cisaillement (Sakr et al. 2009; Hakan 2010; Mahamedi and Khemissa 2015; Binal 2016; Sebastian Bryson et al. 2017), l'indice CBR (Californien Bearing Ratio) (Conaway 1983; Mahamedi and Khemissa 2015; Agarwal 2016; Binal 2016; Dungca and Jao 2017) ainsi que d'autres propriétés importantes telles que les paramètres de compactage (Bera 2014; Bera and Kundu 2016; Lubis et al. 2017; Ma et al. 2018) et les propriétés physique telles que les limites d'Atterberg (Hudyma and Avar 2006; Sakr et al. 2009; Mohammed and Vipulanandan 2015; Yu et al. 2017). Une constatation commune sur la majorité de ces travaux de recherche, qui est l'absence de certains paramètres statistiques importants tels que l'étude de validation des modèles proposés ainsi que l'absence de l'évaluation statistique à l'aide des tests de Fisher (F -test) et de Student (t -test) afin de montrer si les paramètres de l'étude ont ou pas une contribution significative sur les propriétés étudiées. D'une autre manière, c'est d'évaluer les capacités explicatives des modèles proposés. De plus, la majorité des modèles proposés dans les travaux de recherche publiés (cités dessus) ont été compilés en utilisant des données expérimentales extraites des mêmes zones géographiques, cela veut dire que ces modèles proposés ont été ajustés pour des sols possédants, relativement, les mêmes propriétés, la même nature, donc un comportement presque similaire. Cela met en cause la crédibilité des modèles proposés et la possibilité de les utiliser pour d'autres zones géographiques. Pour cela, un grand nombre de données ont été collectés à partir de plusieurs études géotechniques effectuées sur des sols argileux stabilisés par des cendres volantes, à la chaux et par une combinaison de ces deux ajouts. Ces données ont été utilisées comme bases de données pour élaborer, ajuster et valider les modèles développés dans ce travail.

Objectif du travail

L'objectif visé par ce travail est de proposer des équations empiriques (modèles statistiques) estimant la résistance à la compression non confinée, les paramètres de compactage à savoir la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale, la limite de liquidité et l'indice de plasticité ainsi que le potentiel de gonflement des sols argileux améliorés par les cendres volantes, par la chaux et par la chaux combinée par les cendres volantes. Ensuite, l'ajustement des relations proposées en utilisant des bases de données collectées de différents travaux, puis l'analyse statistique des relations proposées, qui présentent les meilleurs ajustements avec les bases de données collectées par des tests statistiques (t -test et F -test), par des études de validation et enfin par des études

paramétriques. Un travail similaire sera réalisé pour les différents types de traitement considérés.

Plan de la thèse

Ce travail de thèse est structuré en 05 chapitres à savoir:

Le premier chapitre présente un panorama sur les différentes méthodes d'amélioration ainsi que la présentation des effets des ajouts cimentaires tels que la chaux, les cendres volantes et le ciment sur quelques propriétés importantes des sols instables.

Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique sur les travaux de recherche importants effectués par d'autres chercheurs, sur l'élaboration des modèles de prévision des propriétés géotechniques des sols non traités et traités par des ajouts cimentaires.

Le troisième chapitre est consacré à la proposition, l'analyse, l'ajustement, la validation et l'évaluation d'un ensemble de modèles empiriques estimant l'effet des cendres volantes sur quelques propriétés géotechniques choisies des sols argileux stabilisés. Dans ce cadre, des bases de données géotechniques ont été collectées de la littérature et utilisées dans les opérations d'ajustement et de validation des modèles proposés.

Dans le quatrième et le cinquième chapitre, des modèles empiriques ont été proposés estimant des propriétés géotechniques des sols argileux stabilisés à la chaux (quatrième chapitre) et à la chaux combinée par les cendres volantes (cinquième chapitre). Ces modèles sont analysés, ajustés et validés en utilisant des bases de données géotechniques collectées pour cet objectif.

Enfin, en dernier lieu, nous allons finir avec des conclusions générales, des perspectives et des recommandations.

Chapitre 1:

MÉTHODES D'AMÉLIORATION DES SOLS
INSTABLES

1.1. Introduction

La nécessité d'utiliser des terrains de plus en plus médiocres améliorés pour les constructions de Génie Civil n'a fait que croître au cours des dernières décennies. D'une part le développement des grandes agglomérations urbaines a progressivement imposé la valorisation des matériaux en place aux caractéristiques géotechniques initialement jugées non-satisfaisantes, d'autre part le sol, matériau peu coûteux, est devenu de plus en plus un matériau de construction et l'on cherche, pour des raisons souvent économiques, à pouvoir l'utiliser même en cas de qualités géotechniques moyennes. Il en résulte le développement d'un très grand nombre de techniques destinées pour l'amélioration des propriétés géotechniques des sols dont parmi lesquelles, celles où la structure du sol est améliorée, notamment au niveau des contacts entre les grains, en utilisant un ou une combinaison d'ajouts cimentaires.

1.2. Identification des sols expansifs

Le terme «sol expansif» est utilisé pour désigner les sols qui présentent une plasticité moyenne à élevée, une résistance faible à moyenne et des caractéristiques de gonflement et de retrait élevés. Ils montrent des signes de changements importants de volume dans des conditions d'humidité variables dues aux changements saisonniers (Pillappa 2007).

Le problème d'instabilité des sols expansifs a été identifié pour la première fois par les ingénieurs dès la fin des années trente (Madhyannapu 2007). Depuis, l'augmentation de la population et la pression de l'urbanisation qui en a résulté, ont encouragé l'utilisation pour la construction de sous-sols problématiques, y compris les sols meubles et expansifs, pour la construction. Ceci a initié des recherches pour trouver des alternatives structurelles afin de minimiser les dégâts causés à la superstructure par les mouvements différentiels du sol expansif. D'autres approches incluent des alternatives de traitement du sol tels que les additifs chimiques, le pré-mouillage, le contrôle du compactage et du remplacement du sol, le contrôle de l'humidité, la surcharge et les méthodes thermiques (Madhyannapu 2007).

Les méthodes de stabilisation mécanique ont des limitations sévères dans leurs applications et peuvent entraîner des coûts de maintenance importants pour la performance à long terme (Madhyannapu 2007). La stabilisation par des additifs chimiques tels que la chaux, le ciment et les cendres volantes modifie les propriétés du sol, offrant ainsi une meilleure base de fondation pour les structures (Hausmann 1990).

1.3. Méthodes d'amélioration des sols instables

Les techniques d'amélioration des sols sont des méthodes de construction géotechniques utilisées pour modifier les conditions défavorables du sol afin de répondre aux exigences des projets lorsque le remplacement ou le contournement de telles conditions sont difficiles ou voire impossibles. Un sol est stabilisé en modifiant ses propriétés techniques et en améliorant ainsi ses performances (Rodríguez 2008). Une large variété de méthodes d'amélioration et de stabilisation des mauvais sols est actuellement utilisée et les techniques les plus appropriées sont les méthodes mécaniques, hydromécaniques, électrocinétiques, thermiques et chimiques.

Les méthodes thermiques concernent surtout la stabilisation par congélation. Ce sont donc des méthodes d'amélioration temporaires, par contre les méthodes mécaniques et chimiques sont permanentes (Zoubir 2012). De plus, les méthodes d'amélioration thermiques des sols restent, elles, aussi efficaces mais leur emploi reste limité en raison de leurs coûts très élevés (Babouri 2008). Par ailleurs, les méthodes d'amélioration chimiques des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires restent les plus utilisées et les moins onéreuses. Ces techniques ont été développées très rapidement à travers le monde et elles sont encore menées à connaître une importante croissance. Ces techniques sont efficaces dans la manière dont le sol et l'additif peuvent être mélangés et compactés en même temps en évitant le retard qui provoque une diminution de la résistance du mélange sol/ajout (Rodríguez 2008).

La stabilisation des sols par l'utilisation des ajouts cimentaires et hydrauliques (ciment, chaux, cendre volante...etc.), est une technique facile et simple à mettre en œuvre, économique et efficace. Elle permet notamment 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. Dans ce qui suit, les méthodes mécaniques, hydromécaniques et thermiques seront présentées brièvement et une attention spéciale sera apportée aux méthodes chimiques qui sont visées par ce présent travail de thèse.

1.3.1. Méthodes mécaniques

1.3.1.1. Compactage de surface

Le compactage d'un sol est un travail visant l'augmentation de la quantité de solides par unité de volume pour améliorer la stabilité et aussi pour diminuer le risque de tassement. La teneur en eau joue un rôle primordial dans le compactage (Zoubir 2012).

1.3.1.2. Compactage dynamique

Inventé par Ménard en 1974, le compactage dynamique consiste à faire tomber sur le sol des blocs en béton ou métalliques d'un poids de 100 à 400 kN d'une hauteur de 10 à 30 m. Le sol est compacté par des chutes répétées sur des points espacés de 5 à 10 m par passe (Zoubir, 2012).

1.3.1.3. Compactage par Vibro-flottation

La technique du vibro-compactage (appelée aussi « vibro-flottation ») consiste à foncer, dans le sol, un vibreur relativement puissant, qui densifie l'empilement des particules du sol, et procède à un apport de matériaux pour atteindre le niveau final de la plate-forme. La densification du sol crée, autour du vibreur, un cône d'affaissement, que l'on remplit de matériau granulaire. L'application du procédé du vibrocompactage nécessite généralement deux caractérisations principales : une analyse granulométrique et les mesures de quelques propriétés mécaniques importantes (Dhouib et al. 2004).

1.3.2. Méthodes hydromécaniques

1.3.2.1. Préchargement ou Précompression

Le préchargement, parfois appelé précompression, est une méthode largement utilisée pour améliorer les propriétés du sol, en particulier dans les cas où des sols meubles sont impliqués (Rodríguez et al. 2017). La pré-charge la plus répandue et la plus ancienne consiste à utiliser un remplissage de sable en tant qu'une surcharge mécanique (Leong et al. 2000). Une charge temporaire est appliquée au sol, ce qui entraîne la création de pressions interstitielles excessives dans le sol. Au fur et à mesure que les pressions interstitielles excessives se dissipent, les contraintes effectives dans le sol augmentent et une augmentation de la résistance au cisaillement est obtenue (Leong et al. 2000).

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

Les drains verticaux préfabriqués (PVD) peuvent être utilisés pour raccourcir le temps du processus de consolidation, ce qui augmente la capacité portante du sous-sol et la résistance au cisaillement des sols argileux. Cette technique a été utilisée avec succès pour accélérer les tassements, renforcer les sols argileux et les sédiments marins, pour la construction de remblais routiers, de structures industrielles et résidentielles et de pistes d'aéroport (Zhou et al. 1999).

1.3.3. Méthodes thermiques

1.3.3.1. Congélation

La congélation artificielle de sol (AGF) est une technique respectueuse de l'environnement souvent utilisée dans les applications géotechniques, telles que la construction de tunnels dans des conditions de terrain géologiques et hydrologiques difficiles, pour le soutien de l'excavation et le contrôle des eaux souterraines. En transformant l'eau interstitielle en glace en retirant la chaleur du sol, le processus de congélation améliore considérablement la résistance du sol et son imperméabilité et constitue donc une structure de soutien locale (Zhou et al. 2015).

1.3.4. Méthodes chimiques

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés du sol en combinant des additifs chimiques au sol. Cette technique améliore souvent les propriétés de résistance au cisaillement et diminue les caractéristiques de gonflement et de retrait des sols, offrant ainsi une meilleure base de fondation aux chaussées (Pillappa 2007). Les additifs couramment utilisés tels que le ciment, la chaux et les cendres volantes apportent au sol une amélioration des propriétés aux niveaux requis.

1.3.4.1. Utilisation de la chaux

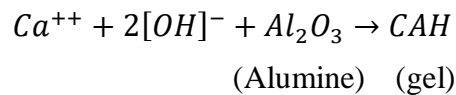
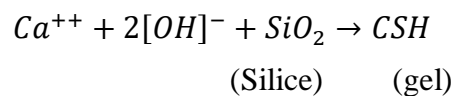
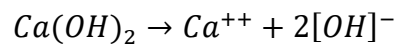
La chaux est le stabilisant le plus largement utilisé dans la pratique de l'ingénierie depuis les temps les plus reculés et s'applique sur une vaste gamme de sols (Petry and Little 2002). Elle est considérée comme très efficace pour réduire le potentiel de gonflement et la plasticité et augmenter la maniabilité des sols expansifs. Elle procure également un gain de résistance considérable des sols traités avec le temps (Thompson 1967, Basma and Tuncer 1991).

La chaux réagit avec les sols aux niveaux physico-chimique et microstructural et modifie les propriétés comme mentionné ci-dessus (Madhyannapu 2007). La chaux destinée à l'amélioration des sols est généralement utilisée sous forme de chaux vive (CaO) ou de chaux hydratée (Ca(OH)₂). La chaux est également souvent utilisée dans l'agriculture sous forme de calcite (CaCO₃). La chaux vive (CaO) est fabriquée par des procédés chimiques transformant le carbonate de calcium (CaCO₃) en oxyde de calcium (CaO). Lorsque la chaux vive réagit avec l'eau, elle se transforme en chaux hydratée comme suit:



La chaux hydratée (Ca(OH)₂) réagit avec les particules d'argile et les transforme en un matériau résistant en raison de réactions chimiques (Rodríguez, 2008), par un processus en

deux étapes : la première est un échange de cations : une floculation / agglomération entraîne un changement de texture et de plasticité. Les particules de sol floculées sont plus grosses et plus friables. La deuxième étape du processus est les réactions pouzzolaniques qui dépendent du temps, de sorte que des gains de résistance apparaissent lorsque les particules de sol sont cimentées ensemble (Unruh 2010). Les réactions pouzzolaniques qui se produisent lors de la stabilisation sont les suivantes (Pillappa 2007):



La réaction continue de se produire tant que le pH du mélange sol/chaux est suffisamment élevé pour dissoudre les silicates et les aluminates du sol (Unruh 2010).

1.3.4.2. Utilisation du ciment

Le ciment Portland ordinaire est le stabilisant le plus couramment utilisé, après la chaux, dans la pratique, depuis plusieurs décennies. L'amélioration des sols au ciment est utilisée depuis plus de quatre-vingts ans et ses applications couvrent des domaines tels que la construction d'autoroutes, de routes et de barrages en terre. Aux États-Unis, la première construction en ciment-sol contrôlée a été testée en 1935 (Pillappa 2007). Les réactions entre le ciment et le sol expansif sont presque similaires à celles du traitement à la chaux. Lors de l'addition, le ciment réagit immédiatement avec l'eau des pores et entraîne un échange de cations et la formation d'un produit de cimentation, CSH, ainsi que de $Ca(OH)_2$ (Madhyannapu 2007). Cette méthode de stabilisation consiste essentiellement à mélanger de la terre pulvérisée, une quantité fixe de ciment Portland et de l'eau. Ce mélange est ensuite compacté à la densité requise et protégé contre la perte d'humidité pendant la cure. Cette méthode réduit immédiatement les caractéristiques de plasticité du sol causées par les ions calcium libérés lors des premières réactions d'hydratation (Bugge and Bartelsmeyer 1961). Huit types de ciment sont fabriqués pour répondre aux différentes exigences physiques et chimiques pour des applications spécifiques, dont on peut citer : le type I est un ciment d'usage général approprié pour une utilisation en tant que structures ordinaire. Le type II est utilisé pour les

structures dans l'eau ou le sol contenant des quantités modérées de sulfate, ou lorsque la chaleur est une source de préoccupation. Le ciment de type III offre une résistance élevée à un stade précoce, généralement en une semaine ou moins. Le type IV modère la chaleur générée par l'hydratation et est spécifiquement utilisé pour les structures en béton massives telles que les barrages. Le ciment de type V résiste aux attaques chimiques des sols et des eaux riches en sulfates (Pillappa 2007 ; Wattanasanticharoen 2000).

1.3.4.3. Utilisation du laitier

Le laitier de haut fourneau est un sous-produit de la production de fer et consiste en une combinaison du composant siliceux du minerai de fer. Le flux de calcaire utilisé pour la fonte du fer, présente une composition chimique similaire à celle du ciment Portland. Le laitier est formé et collecté de différentes manières basées sur diverses méthodes de refroidissement utilisées sur les résidus après la sortie du haut fourneau (Pillappa 2007).

1.3.4.4. Utilisation du phosphogypse

Le phosphogypse (Pg) est un sous-produit du procédé à l'acide phosphorique pour la fabrication d'engrais. La quantité de Pg produite est très importante: pour chaque tonne de phosphate (P_2O_5) produite, il y a une coproduction de 5 tonnes de sulfate de calcium (Pg) (Smadi et al. 1999). Bien que la composition chimique du (Pg) soit identique à celle du gypse naturel, son utilisation en tant que gypse naturel est limitée en raison de la présence d'impuretés. La quantité d'impuretés dépend du type de production et du phosphate utilisé. La présence d'impuretés met des restrictions sur l'utilisation de (Pg) dans l'industrie. L'utilisation de Phosphogypse (Pg) dans la stabilisation des sols peut conduire à une construction peu coûteuse et peut constituer un moyen écologique de les éliminer, tout en améliorant les propriétés géotechniques du sol expansif (Özkan 2015).

1.3.4.5. Utilisation de la fumée de silice

La fumée de silice (Fs) est l'un des matériaux pouzzolaniques utilisés pour la stabilisation des sols. Il s'agit d'un déchet industriel produit par le procédé de fusion de silicium et d'alliages de silicium-métal. Il contient une grande quantité de particules extrêmement fines (Jafer 2013). La fumée de silice a été utilisée dans les travaux de génie civil comme liant seul ou en combinaison avec du ciment ou individuel pour la stabilisation des sols et a donné d'excellents résultats (Seco et al. 2012). La fumée de silice est considérée comme efficace pour réduire le potentiel de gonflement, la plasticité et augmenter la maniabilité des sols

expansifs. Il a été observé qu'elle procure aussi, avec le temps, un gain de résistance important des sols traités (Kalkan 2009).

1.3.4.6. Utilisation des cendres volantes

Les cendres volantes (CV) sont un résidu résultant de la combustion du charbon moulu ou en poudre qui est transporté de la chambre de combustion par les gaz d'échappement des centrales au charbon (Figure.1.1). Les propriétés des cendres volantes varient en fonction du charbon utilisé et des processus utilisés à la centrale. Les cendres volantes, utilisées dans la stabilisation des sols argileux, sont divisées en deux types, les classes C et F, selon l'ASTM (American Society for Testing and Materials) en fonction des propriétés chimiques des cendres volantes. Le tableau 1.1 résume la composition chimique typique des deux classes de cendres volantes (Zumrawi and Hamza 2016).

Tableau 1.1- Composition chimique typique des cendres volantes (Zumrawi and Hamza 2016)

| Composant chimique | Classe C | Classe F |
|---|----------|----------|
| Silice (SiO ₂) | 40 | 55 |
| Alumine (Al ₂ O ₃) | 16 | 26 |
| Ferrite (Fe ₂ O ₃) | 6 | 7 |
| Oxyde de calcium (CaO) | 24 | 9 |
| Oxyde de Magnésium (MgO) | 2 | 2 |
| Oxyde de sulfate (SO ₃) | 3 | 1 |
| Perte au feu (PF) | 6 | 6 |

La classe C est considérée comme étant auto-cimentante et contient au moins vingt pour cent de CaO. Le sol traité avec des cendres volantes de classe C devient plus friable car les ions calcium dans les cendres volantes entraînent une réduction de la plasticité (Unruh 2010). Donc en mélangeant avec l'eau, on constate tout de suite des réactions d'hydratations similaires à celle qui se produisent lors de l'hydratation du ciment Portland. Comme avec le ciment Portland, cette réaction d'hydratation produit de la chaux libre (Little and Nair 2009). Les cendres volantes de classe F contiennent moins de dix pour cent de chaux libre et ne sont pas auto-cimentante (Unruh 2010). La classe F est un produit de l'anhracite (un charbon) et de charbon bitumineux en général.

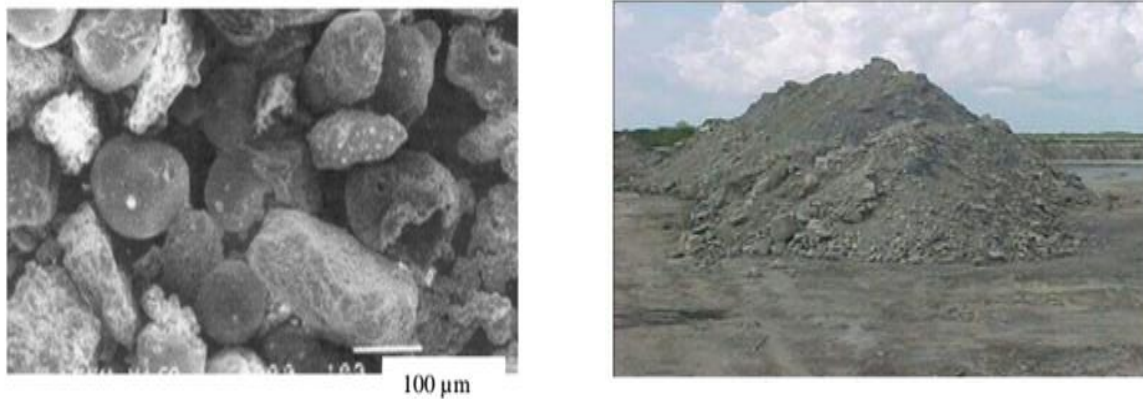


Figure.1.1 -Cendres volantes (Adamiec et al. 2005 ; Buwa and Wayal 2016).

1.4. Effets des ajouts cimentaires sur les propriétés des sols

L'amélioration des sols est appliquée aux sols ayant une grande plasticité (limon, argile), afin d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques dans le but de faciliter la mise en œuvre, le compactage, la portance et la résistance au poinçonnement. Plusieurs produits sont employés aujourd'hui avec les sols pour obtenir un matériau de construction avec des propriétés meilleures que celles du sol original. Les additifs couramment utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, le laitier etc. De nombreuses études et recherches expérimentales ont été menées relatives à l'effet des ajouts minéraux sur les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux.

1.4.1. Effet de la chaux sur les propriétés des sols argileux

1.4.1.1. Effet de la chaux sur la plasticité

Les recherches de George et al. (1992) sur deux sols argileux A et B de classe CH et CL respectivement ont montré que l'utilisation de la chaux provoque une diminution de l'indice de plasticité (PI) d'environ 33 et 51% et cela pour une teneur à la chaux de 6 et 9% respectivement. En revanche des augmentations dans les limites de liquidité (LL) et de plasticité (PL) ont été constatées, comme illustré sur le tableau 1.2.

Tableau 1.2 - Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg (George et al. 1992).

| Type de sol | Chaux (%) | LL (%) | PL (%) | PI (%) |
|-------------|-----------|--------|--------|--------|
| Sol A | 0 | 55.0 | 30.0 | 25.0 |
| | 6 | 56.1 | 39.3 | 16.8 |
| Sol B | 0 | 26.5 | 19.4 | 7.1 |
| | 9 | 28.0 | 24.5 | 3.5 |

D'autres chercheurs tels que Athanasopoulou and Kollaros (2011) et Estabragh et al. (2013) ont confirmé cet effet de la chaux sur l'indice de plasticité accompagné par une diminution dans la limite de liquidité comme il est montré sur le tableau 1.3.

Tableau 1.3-Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg (Athanasopoulou and Kollaros 2011).

| Chaux (%) | LL (%) | PL (%) | PI (%) |
|-----------|--------|--------|--------|
| 4 | 68 | 39 | 29 |
| 7 | 60 | 41 | 19 |
| 10 | 55 | 43 | 12 |

En conséquence, il peut y avoir un changement immédiat dans l'ouvrabilité du sol provoqué par la diminution de l'indice de plasticité qui est le résultat de l'augmentation de la limite de plasticité et la diminution de la limite de liquidité (Amadi and Okeiyi 2017). Ce changement dans la plasticité est causé en premier lieu par une augmentation de la concentration en ions calcium et, par conséquent, une augmentation de la concentration en électrolyte du fluide interstitiel. Un échange de cations qui se produit lorsque les ions calcium libérés par la chaux remplacent les ions échangeables des sols, entraînant une réduction de l'épaisseur de la couche à double diffusion (DDL) (Jha and Sivapullaiah 2015). Ces facteurs contribuent à la réduction de la limite de liquidité. Cependant, la limite de plasticité est une mesure de la cohésion des particules de sol et l'ajout de la chaux au sol qui fait augmenter la concentration de charge et la viscosité du fluide interstitiel ainsi que la résistance au cisaillement entre les particules, conduisant à une augmentation de la limite de plasticité (Dash and Hussain 2011; Jha and Sivapullaiah 2015).

1.4.1.2. Effet de la chaux sur les paramètres de compactage

Pour les propriétés de compactage, Parker (2008) a montré que l'augmentation du dosage de la chaux augmente la teneur en eau optimale (w_{opt}) et diminue la densité sèche maximale (γ_{dmax}). Le tableau 1.4 résume les résultats trouvés par Parker (2008).

Tableau 1.4 - Effet de la chaux sur les propriétés de compactage (Parker 2008).

| Chaux (%) | 3 | 3.5 | 4 |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|
| w_{opt} (%) | 21.70 | 22.50 | 23.00 |
| γ_{dmax} (KN/m ³) | 15.11 | 14.92 | 14.78 |

Ces résultats coïncident avec ceux trouvés par Asgarali (2015) qui a montré que la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente par 5.31 et 15.37% respectivement, pour une teneur de chaux de 8%. Ces tendances ont été observées par plusieurs chercheurs (Neubauer and Thompson 1972, Parasade 1972, Harty and Thompson 1973, Ola 1977, Ola 1978, Townsend 1979, Medhani 1982 et Bhattacharya and Pandey 1986). Les résultats des travaux d'Asgarali (2015) sont récapitulés dans le tableau 1.5.

Tableau 1.5 - Effet de la chaux sur les paramètres de compactage (Asgarali 2015)

| Chaux(%) | Sol (SC) | | Sol (CL) | |
|----------|--------------------------------------|----------------------|--------------------------------------|----------------------|
| | γ_{dmax} (kN/m ³) | w _{opt} (%) | γ_{dmax} (kN/m ³) | w _{opt} (%) |
| 0% | 18.40 | 13.61 | 17.71 | 16.53 |
| 2% | 18.12 | 14.98 | 17.49 | 17.64 |
| 4% | 17.71 | 15.85 | 17.23 | 18.26 |
| 6% | 17.54 | 16.58 | 16.94 | 18.58 |
| 8% | 17.39 | 16.98 | 16.77 | 19.07 |
| 10% | 17.16 | 17.47 | 16.61 | 19.71 |

Le changement dans la densité sèche maximale du sol après l'ajout de la chaux résulte de la floculation et de l'agglomération des particules d'argile. Cette diminution de la densité sèche maximale est probablement attribuée à la modification de la gradation du mélange sol/chaux, provoquée par la réaction d'échange de cations (Alhassan 2008) d'où une structure plus friable est immédiatement créée (Al-Ne'aimi and Hussain 2011). D'autres chercheurs attribuent la diminution de la densité à l'agrégation des particules de sol avec la formation immédiate de composés gélatineux ainsi qu'une valeur de densité spécifique plus faible de la chaux par rapport à celle du sol (Jha and Sivapullaiah 2015). Il a également été signalé que l'agglomération du sol avec l'ajout de chaux provoque l'augmentation du volume des pores, diminuant ainsi la densité sèche (Kinuthia et al.1999). L'augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation du pourcentage de la chaux est probablement causée par la nécessité d'ajouter de l'eau pour les réactions pouzzolaniques ce qui provoque un accroissement de la capacité de rétention d'eau dans la matrice de sol floculé (Jha and Sivapullaiah 2015). De nombreux chercheurs ont obtenu un comportement similaire pour les sols traités à la chaux (Nicholson et al. 1994; Beckham and Hopkins 1997; Bhattacharja and Bhatta 2003; Kavak and Akyarli 2007; Schanz and Elsaywy 2015).

1.4.1.3. Effet de la chaux sur la résistance à la compression

D'après Bell (1996), le dosage de la chaux augmente la résistance à la compression (R_c) pour différents types d'argile tels que le kaolin et la montmorillonite comme il est illustré par la Figure.1.2. Un même comportement a été constaté par Umesha et al. (2009), comme le montre la figure 1.3.

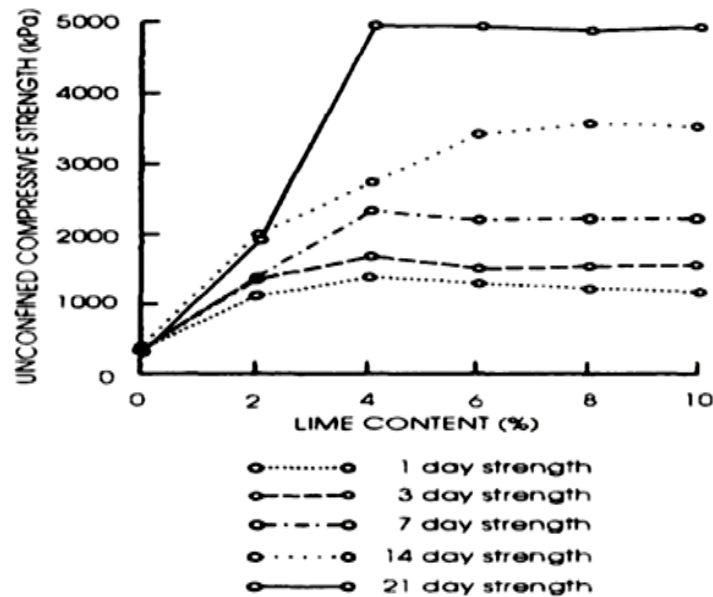


Figure 1.2- Effet de la chaux sur la résistance à la compression (Bell 1996).

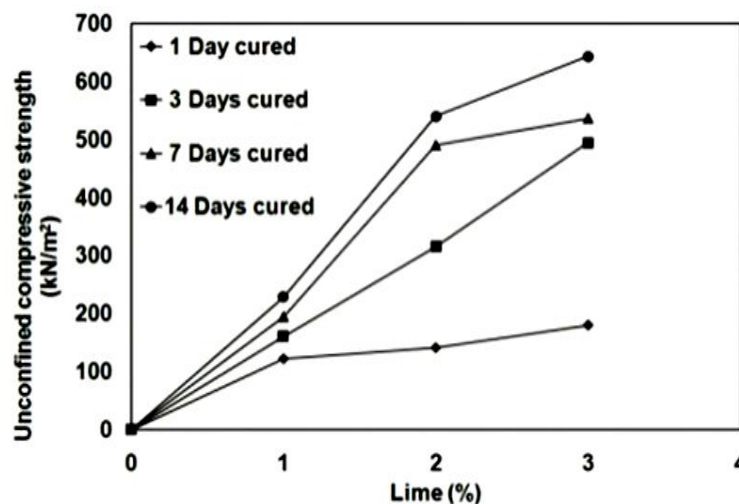


Figure 1.3 - Effet de la chaux sur la résistance à la compression (Umesha et al. 2009).

Il convient de noter que parmi les différents facteurs affectant la résistance des sols argileux stabilisés à la chaux est la période de cure qui a une importance majeure. Plusieurs chercheurs ont rapporté que des augmentations significatives de la résistance ont été observées après des durées de cure relativement longues, en raison de la disponibilité des quantités de chaux suffisantes pour les réactions pouzzolaniques avec le sol afin de former des composés

cimentaires (Jha and Sivapullaiah 2015). Ceci est confirmé par la réduction de la valeur du pH pendant la cure, indiquant la consommation de chaux lors des réactions pouzzolaniques (Al-Taie et al. 2016, Jahandari et al. 2017). L'importance de ce facteur a été confirmée par Bell (1996). Selon Etim et al. (2017), l'augmentation des valeurs de résistance était principalement due aux changements de micro-textures et à la formation de composés cimentaires (C–S–H et C–A–H) par des réactions pouzzolaniques responsables du développement de la résistance dans le temps. De nombreux chercheurs ont obtenus un comportement similaire pour les sols traités à la chaux (Sharma et al. 2008, Cerato et al. 2011, Solanki et al. 2011, Kavak and Baykal 2012, Baglari and Dash 2013, Goodarzi et al. 2015 et Önal 2015).

1.4.2. Effet du ciment sur les propriétés des sols argileux

1.4.2.1. Effet du ciment sur la plasticité

Okagbue and Ochulor (2007) ont constaté que l'addition du ciment engendre une augmentation des limites de liquidité et de plasticité. Cependant, l'indice de plasticité présente une diminution légère.

Tableau 1.6 - Effet du ciment sur les limites d'Atterberg (Okagbue and Ochulor. 2007).

| Ciment (%) | LL (%) | PL (%) | PI (%) |
|------------|--------|--------|--------|
| 0 | 32 | 21 | 12 |
| 2 | 37 | 22 | 15 |
| 6 | 38 | 25 | 13 |
| 10 | 39 | 29 | 10 |

Par contre Amu et al. (2005), et dans le cadre d'une étude menée sur un sol argileux traité au ciment, ont observé des diminutions d'environ 18 et 50% dans la limite de liquidité et l'indice de plasticité respectivement, pour un dosage de ciment de 16%, accompagné par une augmentation de la limite de plasticité comme il est présenté sur le tableau 1.7.

Tableau 1.7. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg (Amu et al. 2005).

| Ciment (%) | 0 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| LL (%) | 58.70 | 56.80 | 56.60 | 54.40 | 51.40 | 47.85 | 47.30 | 47.80 | 48.00 |
| PL (%) | 16.48 | 20.28 | 23.16 | 24.03 | 25.37 | 29.32 | 30.13 | 28.11 | 27.50 |
| PI (%) | 42.22 | 36.52 | 33.44 | 29.37 | 26.37 | 18.53 | 17.17 | 19.69 | 20.50 |

Un comportement similaire a été rapporté par d'autres études (Mutaz et al. 2011, Estabragh et al. 2015). La diminution de la capacité de rétention d'eau du sol est attribuée, selon Al-Zoubi (2008), au processus d'échange de cations entre les cations du sol et ceux du ciment qui diminue l'épaisseur de la double couche en raison de l'augmentation de la concentration en cations. Ce processus d'échange de cations à faible teneur en ciment est associé à des réactions pouzzolaniques minimales, caractérisée par un pH du mélange réduit, qui reflète l'hydratation de la teneur en chaux présente dans le ciment. Athanasopoulou (2016) a rapportée qu'avec l'ajout de ciment au sol cohérent, des agglomérations avec les petits grains ont été créées. Lorsqu'elles étaient interconnectées, ces agglomérations créaient une structure cellulaire avec des particules de matériau dans les vides sans ciment. Ce squelette fort fait diminuer la plasticité du sol. Des explications similaires ont été rapportées par d'autres chercheurs (Akinwumi et al. 2016).

1.4.2.2. Effet du ciment sur les paramètres de compactage

Degirmenci et al. (2006), ont étudié deux sols et ils ont constaté que la teneur en eau optimale diminue immédiatement après l'addition du ciment et continue de diminuer avec le temps, par contre la densité sèche maximale augmente comme le montre le tableau 1.8. Un comportement similaire a été constaté par Yu et al. (2018).

Tableau 1.8 - Effet du ciment sur les propriétés de compactage (Degirmenci et al. 2006).

| Ciment | Sol 1 | | Sol 2 | |
|--------|--------------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------|
| | γ_{dmax} (kN/m ³) | w_{opt} (%) | γ_{dmax} (kN/m ³) | w_{opt} (%) |
| 0 | 13.64 | 37.70 | 14.00 | 43.58 |
| 5 | 13.63 | 37.80 | 14.27 | 34.50 |
| 10 | 13.64 | 36.75 | 14.19 | 32.83 |
| 15 | 13.95 | 36.90 | 14.17 | 32.53 |

Akinwumi et al. (2016) ont donné les explications suivantes : la taille de la couche à double diffusion (DDL) à la surface des minéraux argileux dans le sol stabilisé diminue avec l'augmentation de la teneur en ciment. Par conséquent, avec l'augmentation de la teneur en ciment dans le sol, les particules d'argile ont tendance à se rapprocher davantage et à s'agglutiner (s'assembler). Lorsque les particules d'argile dans le sol s'agglomèrent, la surface des particules du sol diminuent. Par conséquent, le sol stabilisé nécessite moins d'eau pour atteindre un rendement optimal. Cela explique la diminution de la teneur en eau optimale en

fonction du dosage du ciment. Pour la densité sèche maximale, puisque la densité spécifique du ciment est plus élevée par rapport à celle du sol, cela est probablement responsable de l'augmentation du poids unitaire sec maximal du sol stabilisé à mesure que sa teneur en ciment augmente. Au fur et à mesure que la teneur en ciment augmentait dans le sol provoquant ainsi la cimentation des particules de sol, cela a entraîné une diminution du volume du sol stabilisé et pourrait également avoir contribué à l'augmentation de son poids unitaire sec. Des explications similaires ont été données par d'autres chercheurs (Nguyen et al. 2018, Estabragh et al. 2015). Akbulut and Arasan (2010) ont constaté un comportement opposé caractérisé par une diminution de la densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation de la teneur en ciment et cela pour trois sols étudiés (Tableau 1.9). Dans ce cadre, les auteurs ont fait varier la teneur en ciment pour les trois sols étudiés entre 2 et 6% et ont trouvé que le taux d'augmentation de la teneur en eau optimale était d'environ 15% et le taux de diminution de la densité sèche maximale était d'environ 6%.

Tableau 1.9 - Effet du ciment sur les propriétés de compactage (Akbulut and Arasan 2010).

| Sols | S1 | | S2 | | S3 | |
|------------|---------------|--------------------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------|--------------------------------------|
| Ciment (%) | w_{opt} (%) | γ_{dmax} (kN/m ³) | w_{opt} (%) | γ_{dmax} (kN/m ³) | w_{opt} (%) | γ_{dmax} (kN/m ³) |
| 0% | 37.00 | 12.20 | 32.00 | 13.10 | 28.00 | 13.60 |
| 2% | 39.00 | 11.90 | 33.00 | 12.90 | 30.00 | 13.20 |
| 4% | 41.00 | 11.80 | 34.00 | 12.70 | 31.00 | 13.00 |
| 6% | 42.00 | 11.60 | 36.00 | 12.40 | 34.00 | 12.60 |

1.4.2.3. Effet du ciment sur la résistance à la compression

D'après Estabragh et al. (2010), la résistance à la compression après 3, 7 et 28 jours de cure augmente au fur et à mesure que le pourcentage en ciment augmente (figure 1.4). Ce comportement a été observé par d'autres chercheurs (Szymkiewicz 2011; Jaritngam et al. 2013; Athanasopoulou 2016). A titre d'exemple, Szymkiewicz. (2011), a observé que le dosage en ciment joue un rôle important dans le gain de résistance que l'on peut encore obtenir après 7 jours de cure. En effet, ce gain de résistance sera de plus en plus important au fur et à mesure que la quantité de ciment contenue dans le matériau augmente (figure 1.5).

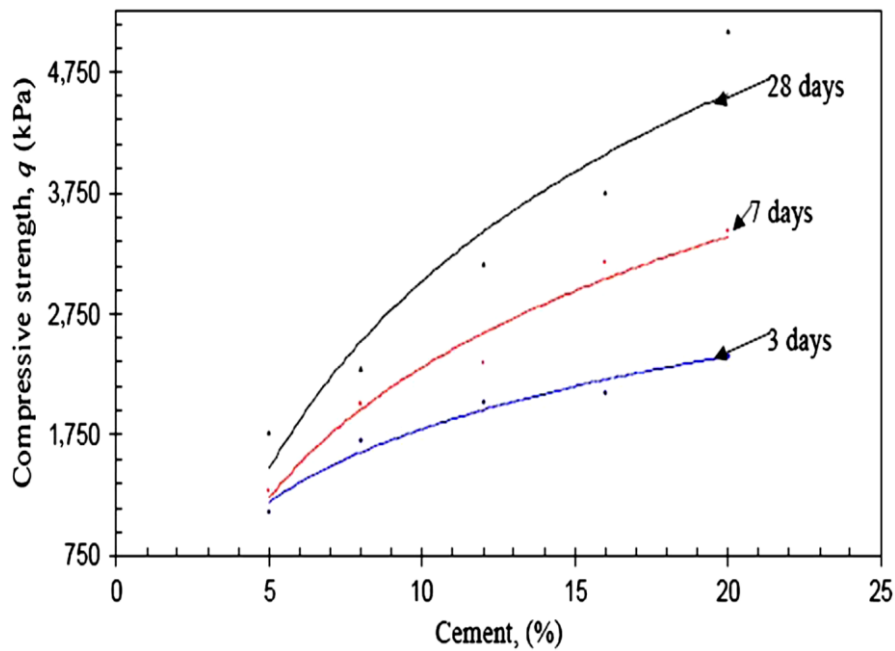


Figure 1.4- Variation de la résistance à la compression d'un sol argileux en fonction du pourcentage en ciment à différentes durées de cure (Estabragh et al. 2010).

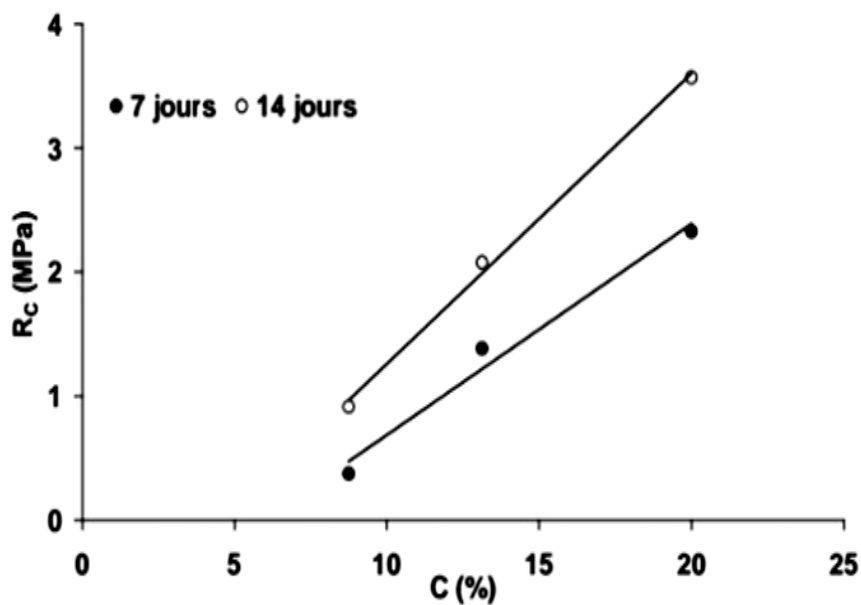


Figure 1.5 - Evolution de la relation entre la résistance et le dosage en ciment en fonction du temps pour les limons (Szymkiewicz 2011).

L'effet de l'augmentation de la teneur au ciment sur la résistance à la compression des sols a été étudié par plusieurs chercheurs (Akpokodje 1985; Al-Amoudi 1995; Horpibulsuk et al. 2011). De plus, plusieurs chercheurs ont constaté qu'une augmentation de la teneur en ciment entraîne une augmentation remarquable de la valeur de la résistance à la compression non confinée. L'hydratation du ciment et les réactions pouzzolaniques sont responsables de

l'augmentation de la résistance du sol et provoquent un gain de résistance presque proportionnel à la teneur en ciment. D'autre part, le kaolin, qui compose les argiles, permet l'utilisation d'ions de calcium (Ca^{++}) totalement disponibles fournis par la teneur en ciment lors de la réaction pouzzolanique (Kalipcilar et al. 2016). Athanasopoulou (2016) a rapporté qu'avec l'ajout du ciment au sol cohérent, des agglomérations des particules de sols ont été observées. Ces agglomérations, lorsqu'elles sont interconnectées, font développer une structure cellulaire avec des particules de matériau occupant les vides tout en formant un squelette très rigide qui augmente la résistance du sol (Farouk and Shahien 2013; Jaritngam et al. 2013; Estabragh et al. 2015; Akinwumi et al. 2016).

1.4.3. Effet du laitier sur les propriétés des sols argileux

1.4.3.1. Effet du laitier sur la plasticité

Sivrikaya et al. (2014) ont étudié l'effet du laitier sur la plasticité de deux sols et ils ont observé une diminution sur l'indice de plasticité et la limite de liquidité avec une augmentation sur la limite de plasticité (Figure 1.6).

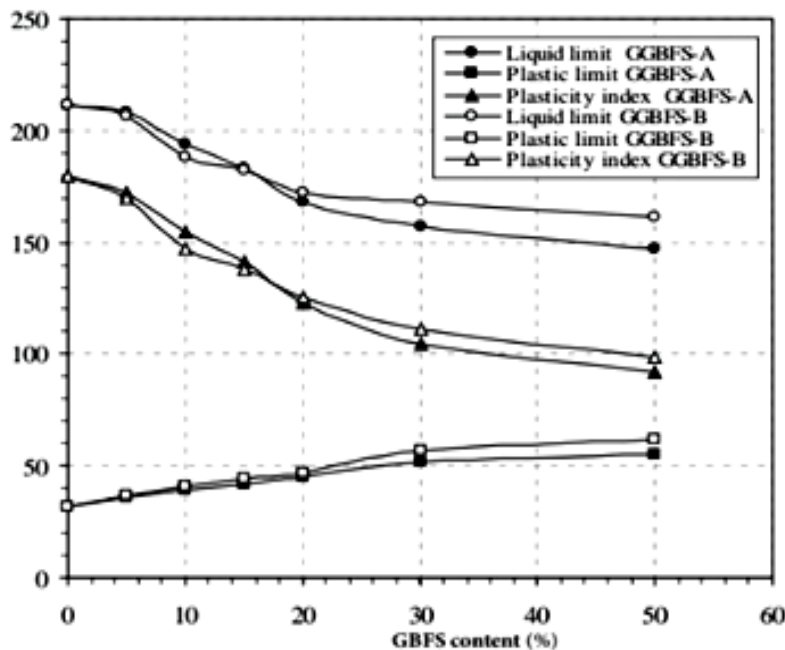


Figure 1.6- Effet du laitier sur les limites d'Atterberg du Bentonite (Sivrikaya et al. 2014).

Ce comportement a été observé par Dayalan (2016) comme le montre le tableau 1.10. La limite de liquidité a diminuée en fonction de la teneur au laitier jusqu'à un pourcentage de 10% de laitier puis cette diminution se transforme en une augmentation. Par contre, l'indice de plasticité continu sa diminution jusqu'à une teneur de 20% de laitier.

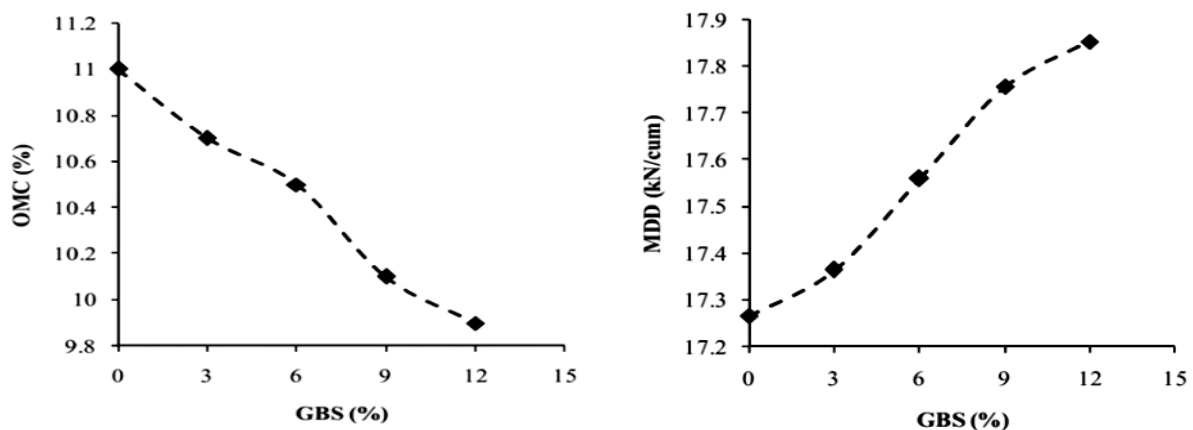
Tableau 1.10 - Effet du laitier sur les limites d'Atterberg (Dayalan 2016).

| Laitier (%) | LL (%) | PL (%) | PI (%) |
|-------------|--------|--------|--------|
| 0 | 34.50 | 16.00 | 18.50 |
| 5 | 31.33 | 15.20 | 16.13 |
| 10 | 30.48 | 17.00 | 13.48 |
| 15 | 33.50 | 21.20 | 12.30 |
| 20 | 34.20 | 24.22 | 9.98 |
| 25 | 33.20 | 21.00 | 12.20 |

Maneli et al. (2016) ont attribué cette tendance à la réaction d'échange de cations qui a entraîné une attraction accrue entre les particules. Ce processus d'échange de base se produit, selon Cokca et al. (2009), avec les ions calcium (fournis par le laitier) remplaçant le sodium à la surface de la particule d'argile. Le résultat net est une faible capacité d'échange de base de la particule. D'autres chercheurs ont rapportés que la cause de réduction de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité du mélange sol/laitier est la nature non plastique des particules de laitier (éléments granulaires) (Shalabi et al. 2017). Des constatations similaires ont été rapportées par d'autres chercheurs (Manso et al. 2013; Shukla and Parihar 2016).

1.4.3.2. Effet du laitier sur les propriétés de compactage

Yadu and Tripathi (2013) ont observé une augmentation de la densité sèche maximale avec l'augmentation de la teneur du laitier due à la forte densité spécifique du laitier. Par contre une diminution de la teneur en eau optimale a été observée avec l'addition du laitier (Figure 1.7).

**Figure 1.7** - Effet de la teneur en laitier sur les paramètres de compactage

(Yadu and Tripathi 2013).

L'augmentation de la densité sèche maximale avec l'augmentation du pourcentage du laitier est principalement due à la densité plus élevée de ce dernier par rapport au sol expansif et à la formation immédiate de produits cimentés par l'hydratation qui augmente la densité du sol. Des résultats similaires ont été trouvés par d'autres chercheurs (Akinmusuru 1991; Puppala et al. 2007; Takhelmayum et al. 2013; Maneli et al. 2016; Pathak et al. 2014; Sivrikaya et al. 2014; Shukla and Parihar 2016; Shalabi et al. 2017).

Au contraire, Ismail and Belal (2014) ont constaté un comportement opposé caractérisé par la diminution de la densité sèche maximale, et une augmentation de la teneur en eau optimale avec l'addition du laitier. Le tableau 1.11 montre les variations de la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale de deux sols traités au laitier. Pour le premier sol les auteurs ont constaté une diminution de la densité sèche et une augmentation de la teneur en eau par contre pour le deuxième sol des tendances opposées ont été observées.

Tableau 1.11 - Effet du laitier sur les propriétés de compactage (Ismail and Belal 2014).

| Type de sol | Sol1 | | | | Sol2 | | | |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0% | 5% | 10% | 20% | 0% | 5% | 10% | 20% |
| w_{opt} (%) | 18.40 | 19.42 | 21.05 | 20.50 | 26.98 | 24.63 | 28.29 | 28.80 |
| γ_{dmax} (kN/m ³) | 16.33 | 16.14 | 16.20 | 16.11 | 13.46 | 13.16 | 14.00 | 14.15 |

1.4.3.3. Effet du laitier sur la résistance à la compression

Les travaux de Pathak et al. (2014) montrent que l'augmentation du dosage du laitier augmente de la résistance à la compression des sols améliorés (tableau 1.12).

Tableau 1.12- Effet du laitier sur la résistance à la compression (Pathak et al. 2014).

| Laitier (%) | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 |
|-------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| R_c (kPa) | 188.29 | 195.15 | 219.67 | 227.51 | 237.32 | 251.05 |

Ces résultats coïncident avec ceux obtenus par d'autres chercheurs (Sharma and Sivapullaiah 2012; Manso et al. 2013; Takhelmayum et al. 2013; Maneli et al. 2016; Shukla and Parihar 2016). La Figure 1.8 montre une augmentation de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation de la teneur en laitier. Cela peut être attribué, d'après Takhelmayum et al. (2013), à la formation des composés cimentaires C-S-H. Ces composés cimentaires occupent des espaces poreux quand les réactions pouzzolaniques se produisant dans des mélanges

utilisant l'excès de silice provenant du laitier, la chaux hydratée produite par l'hydratation des silicates, et par l'eau pour produire plus de C-S-H souhaitable, fait du laitier un mélange minéral bénéfique pour augmenter la résistance tout en réduisant la porosité et la perméabilité (Maneli et al. 2016).

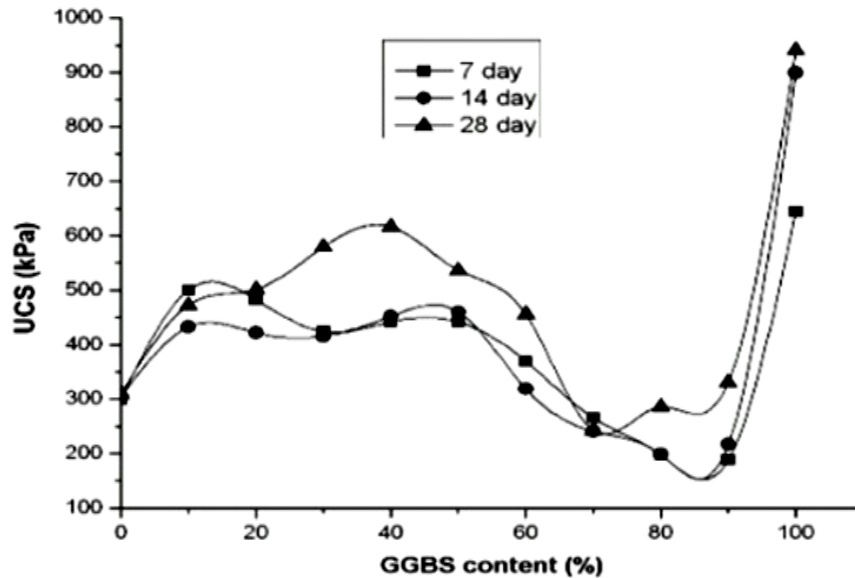


Figure 1.8- Effet du laitier sur la résistance à la compression (Sharma and Sivapullaiah 2012).

1.4.4. Effet du phosphogypse sur les propriétés des sols argileux

1.4.4.1. Effet du phosphogypse sur la plasticité

Les travaux d'Özkan (2015) ont montré que l'augmentation de la teneur en phosphogypse (Pg) génère une diminution de l'indice de plasticité et de la limite de liquidité contre une légère augmentation de la limite de plasticité (Tableau 1.13).

Tableau 1.13. Effet du phosphogypse sur les limites d'Atterberg (Özkan 2015)

| Pg(%) | LL (%) | PL (%) | PI (%) |
|-------|--------|--------|--------|
| 0% | 95.2 | 23.2 | 72.1 |
| 5% | 75.7 | 23.4 | 52.3 |
| 10% | 69.5 | 23.7 | 45.8 |
| 15% | 64.9 | 24.2 | 40.7 |
| 20% | 62.5 | 24.5 | 38.0 |
| 25% | 59.6 | 24.9 | 34.7 |

Cette diminution de plasticité est expliquée, selon Estabragh et al. (2013), de la façon suivante : dans le mélange argile/gypse, une partie du gypse (non plastique) a été remplacée par les particules d'argile (plastique) et la plasticité a donc été réduite. En augmentant la teneur en gypse, la réduction a été accrue car davantage de particules d'argiles ont été remplacées par du gypse. Une explication similaire a été rapportée par Özkan (2015). Yilmaz and Civelekoglu (2009) ont attribué ces tendances au remplacement des ions sodium par des ions calcium. Ce remplacement a entraîné une réduction marquée de l'épaisseur de la couche diffuse, entraînant une diminution de la limite de liquidé. Un comportement similaire a été observé par Şahin (2005).

1.4.4.2. Effet du phosphogypse sur les paramètres de compactage

Estabragh et al. (2013) ont montré que le phosphogypse fait diminuer considérablement la densité sèche maximale avec une augmentation de la teneur en eau optimale. Un comportement similaire a été observé par d'autres chercheurs (Kumar et al. 2015).

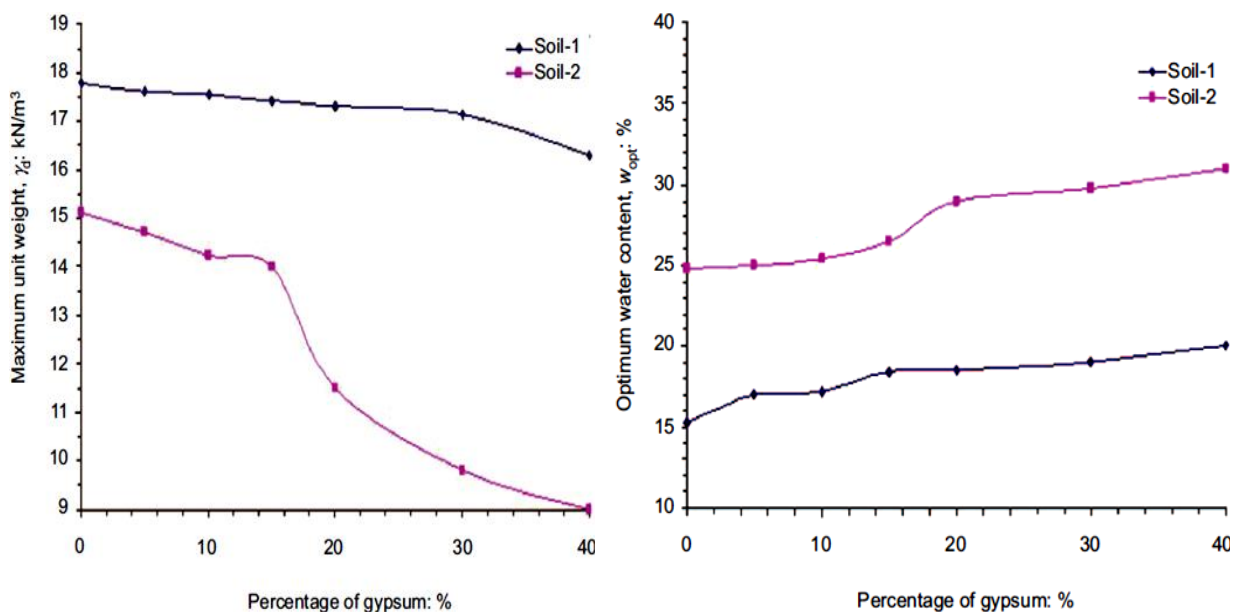


Figure 1.9 - Effet de la teneur en phosphogypse sur les propriétés de compactage (Estabragh et al. 2013)

Estabragh et al. (2013) ont trouvé qu'il est évident qu'en remplaçant le gypse avec de l'argile, le mélange de sol résultant contient des particules dont la densité relative est inférieure à celle du sol naturel, ce qui permet de réduire la densité sèche maximale du mélange. L'augmentation de la teneur en eau optimale peut s'expliquer par le fait que le gypse a tendance à absorber de l'eau et que lors de l'essai de compactage, la teneur en eau optimale est augmentée en augmentant le pourcentage de gypse.

1.4.4.3. Effet du phosphogypse sur la résistance à la compression

Plusieurs chercheurs (e.g., James et al. 2014; Krishnan et al. 2016) ont constaté que l'augmentation du dosage du phosphogypse augmente la résistance à la compression des sols améliorés comme le montre le tableau 1.14 et la figure 1.10.

Tableau 1.14- Effet du phosphogypse sur la résistance à la compression (Krishnan et al. 2016).

| | | R _C (KPa) | | | | | |
|-----------|--|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| t (jours) | | 14 | | | 28 | | |
| Pg(%) | | 2 | 4 | 6 | 2 | 4 | 6 |
| S1 | | 100 | 112 | 119 | 128 | 143 | 162 |
| S2 | | 221 | 224 | 257 | 276 | 292 | 336 |

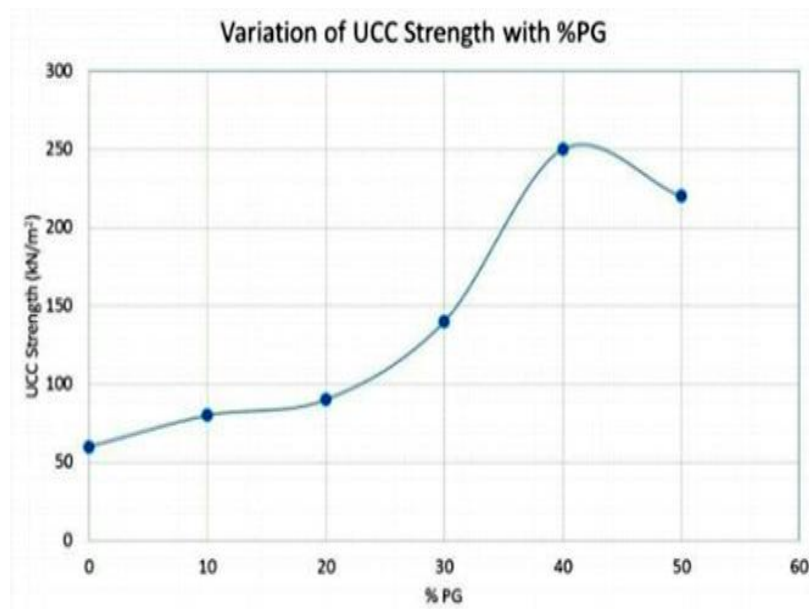


Figure 1.10 - Effet du phosphogypse sur la résistance à la compression (James et al. 2014).

Le mécanisme possible à l'origine du développement accru de la résistance, d'après James and Pandian (2017), dû à l'ajout de phosphogypse (Pg) peut être une augmentation de l'apport en ions calcium, étant donné que le phosphogypse est principalement composée de sulfate de calcium. De plus, certains chercheurs (Shen et al. 2007; Huang and Lin 2010) ont attribué la formation d'un minéral appelé ettringite à l'une des raisons de l'augmentation du gain de résistance initiale. De plus, il a été signalé que le phosphogypse accélère les réactions pouzzolaniques. Des tendances similaires ont été rapportées par d'autres chercheurs (Şahin 2005; Degirmenci 2008; Yilmaz and Civelekoglu 2009; Krishnan et al. 2016). En revanche,

Estabragh et al. (2013) ont constaté que le phosphogypse réduit considérablement la résistance à la compression des sols argileux.

1.4.5. Effet de la fumée de silice sur les propriétés des sols argileux

1.4.5.1. Effet de la fumée de silice sur la plasticité

Les Tavaux de Negi et al. (2013) ont montré que la fumée de silice (Fs) augmente l'indice de plasticité avec la limite de liquidité et diminue la limite de plasticité (Tableau 1.15).

Tableau 1.15. Effet de la fumée de silice sur les limites d'Atterberg (Negi et al. 2013).

| Fs (%) | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| LL (%) | 53.00 | 54.00 | 55.00 | 56.00 | 57.00 |
| PL (%) | 27.52 | 27.07 | 27.29 | 26.27 | 26.29 |
| PI (%) | 25.48 | 26.93 | 27.71 | 29.73 | 30.71 |

Un comportement similaire a été constaté par Al-Azzawi et al. (2012) (Figure 1.11).

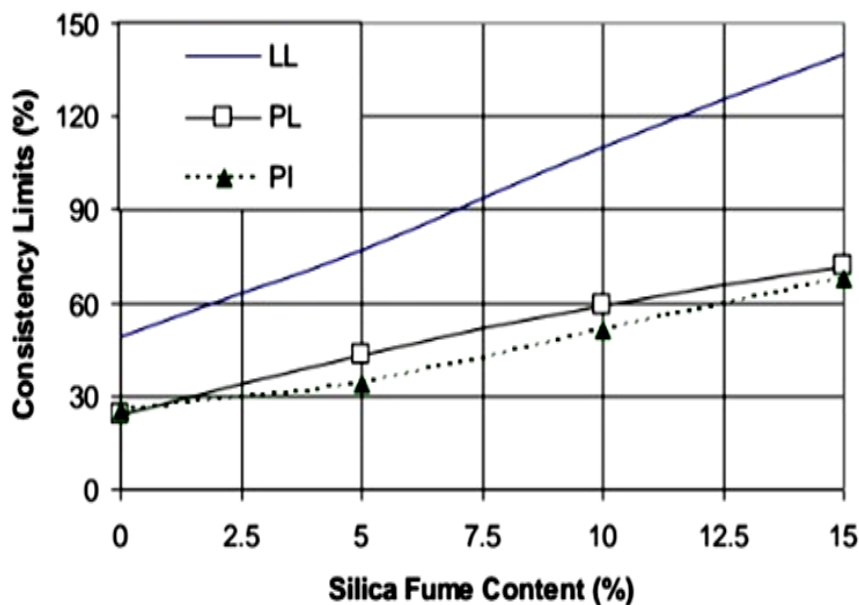


Figure 1.11–Effet de la fumée de silice sur les limites d'Atterberg (Al-Azzawi et al. 2012)

Ces résultats ont été confirmés par d'autres auteurs (Bharadwaj and Trivedi 2016; Negi et al. 2013). D'autres chercheurs ont rapportés un comportement différent des sols argileux traités à la fumée de silice. Dans ce cadre, Kalkan and Akbulut (2004) ont trouvé que la fumée de silice améliore l'ouvrabilité des sols argileux en diminuant l'indice de plasticité. La figure 1.12 résume les résultats trouvés. Ces résultats pourraient être expliquée selon le type de sol, les cations échangeables associés et la nature peut plastique des fumées de silice (Bell

1993; Sivapullaiah et al. 2000; Kalkan and Akbulut 2004). Des résultats similaires ont été obtenus par Abbawi (2013), Jafer (2013) et Fattah et al. (2014).

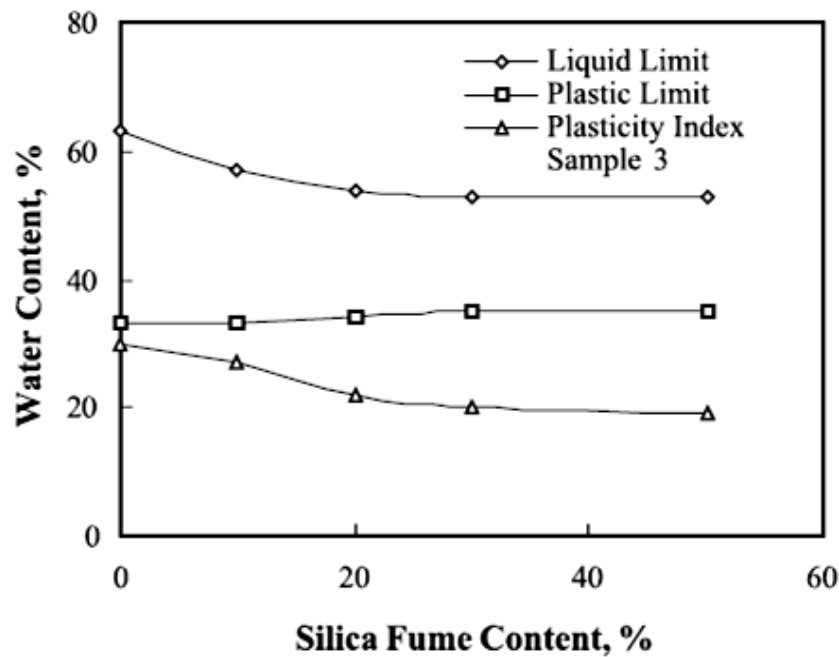


Figure 1.12—Influence de la teneur en fumée de silice sur les indices de consistance des argiles (Kalkan and Akbulut 2004)

1.4.5.2. Effet de la fumée de silice sur le compactage

D'après les travaux de Bharadwaj and Trivedi (2016), la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente en fonction du dosage de la fumée de silice (Tableau 1.16).

Tableau 1.16—Effet de la fumée de silice sur le compactage (Bharadwaj and Trivedi 2016).

| Fs (%) | 0 | 5 | 10 | 15 |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| γ_{dmax} (kN/m ³) | 16.43 | 16.30 | 16.10 | 15.90 |
| W _{opt} (%) | 18.00 | 19.00 | 22.00 | 24.00 |

Ce comportement a été confirmé par Fattah et al. (2015) (Figure 1.13). Kalkan and Akbulut 2004 ont évoqué que l'importance de ces changements dépend de la quantité de fumée de silice ajoutée et de la composition chimique des minéraux argileux. La fumée de silice, en fonction de sa teneur, augmentait la surface totale des particules du mélange par rapport à celle de l'échantillon d'argile brute. Par conséquent, la teneur en eau optimale a augmenté dans les échantillons composites. Bien entendu, en fonction de l'augmentation de la teneur en eau optimale, la densité sèche maximale diminue progressivement dans les échantillons formulés. Des explications proches de celles de Kalkan and Akbulut (2004), ont été données par Fattah et al. (2015), qui ont attribué l'augmentation de la teneur en eau optimale à la diminution de la

quantité de la fraction d'argile libre et des matériaux plus grossiers avec de grandes surfaces se sont formés et ces processus nécessitent de l'eau. Des explications confirmées par Gupta and Sharma (2014). De plus, des constatations similaires ont été rapportées par d'autres chercheurs (Al-Azzawi et al. 2012; Negi et al. 2013).

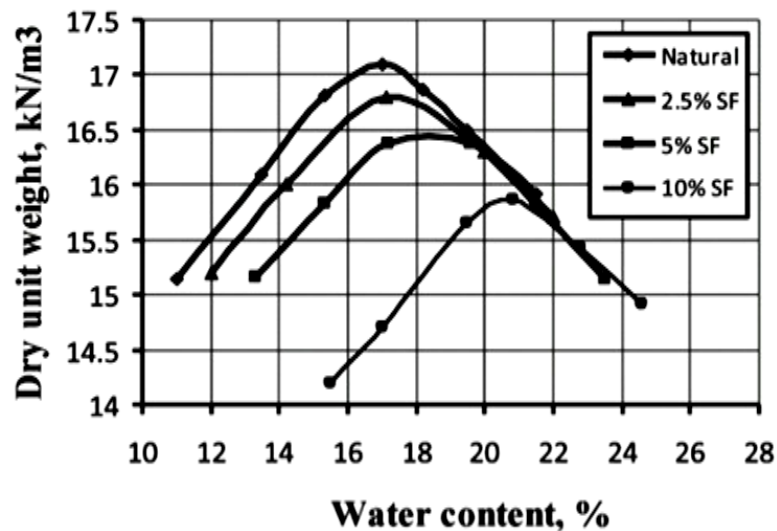


Figure 1.13–Effet de la fumée de silice sur le compactage (Fattah et al. 2015).

1.4.5.3. Effet de la fumée de silice sur la résistance à la compression

Kalkan (2013) a montré que l'augmentation du dosage de la fumée de silice augmente la résistance à la compression (Figure 1.14).

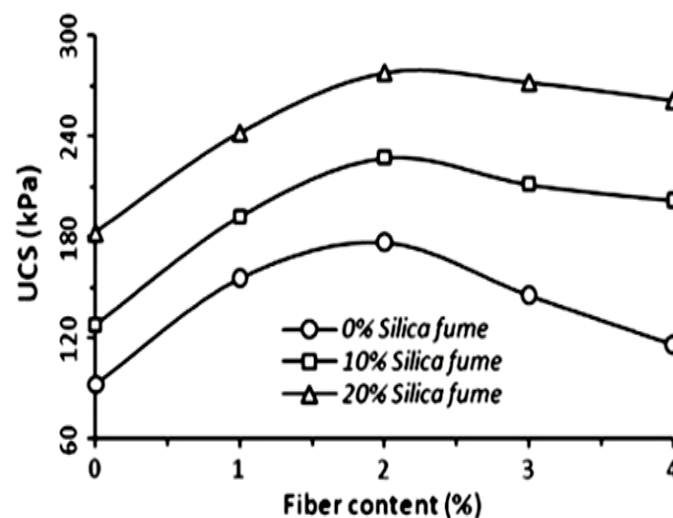


Figure 1.14. Effet de la fumée de silice sur la résistance à la compression (Kalkan 2013).

Cet auteur a noté, dans une autre publication (Kalkan 2009), que l'ajout de la fumée de silice modifiait la composition, la minéralogie et la distribution granulométrique, ainsi que les résistances à la compression non confinées des sols stabilisés. De ce fait, les échantillons de

sol stabilisés ont montré une résistance à la compression élevée. L'augmentation de la résistance à la compression est attribuée au frottement interne des particules de la fumée de silice et à la réaction chimique entre la fumée de silice et le sol traité. Mêmes observations ont été rapportées par Thakare and Chauhan (2016) (Tableau 1.17) et Negi et al. (2013).

Tableau 1.17. Effet de la fumée de silice sur la résistance à la compression (Thakare and Chauhan 2016).

| Mélange | durée de cure | Résistance (kPa) |
|-------------|---------------|------------------|
| Sol+0% Fs | - | 114.00 |
| | 0 | 261.38 |
| | 7 | 270.63 |
| Sol + 5% Fs | 14 | 309.30 |
| | 21 | 347.98 |
| | 28 | 403.04 |

1.4.6. Effet des cendres volantes sur les propriétés des sols argileux

1.4.6.1. Effet des cendres volantes sur la plasticité

Mohanty et al. (2016) ont étudié l'effet des cendres volantes (CV) sur la plasticité des sols argileux et ils ont constaté que l'indice de plasticité et la limite de liquidité diminuent avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes. Cependant, une augmentation de la limite de plasticité a été observée. Le Tableau 1.18 résume les résultats trouvés par ces auteurs.

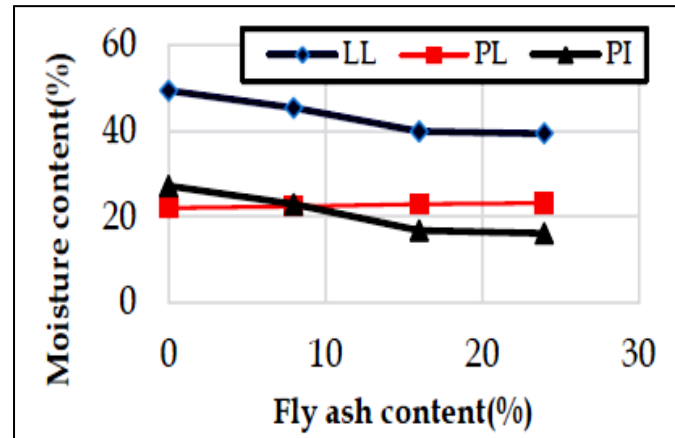
Tableau 1.18. Effet des cendres volantes sur les limites d'Atterberg (Mohanty et al. 2016).

| (%) Sol+(%) CV | LL (%) | PL (%) | PI (%) |
|------------------|--------|--------|--------|
| 95% Sol + 5% CV | 53.00 | 23.7 | 29.3 |
| 90% Sol + 10% CV | 52.25 | 24.31 | 27.94 |
| 85% Sol + 15% CV | 51.44 | 28.31 | 23.13 |
| 80% Sol + 20% CV | 49.50 | 29.47 | 20.03 |
| 75% Sol + 25% CV | 49.23 | 31.73 | 17.50 |
| 70% Sol + 30% CV | 48.75 | 31.96 | 16.79 |

Des constatations similaires ont été confirmés par d'autres chercheurs (Buwa and Wayal. 2016 et Dissanayake et al. 2017), comme résumé dans le tableau 1.19 et la figure 1.15.

Tableau 1.19. Effet des cendres volantes sur les limites d'Atterberg (Buwa and Wayal. 2016).

| CV(%) | 0 | 20 | 25 | 30 |
|--------|-------|-------|-------|-------|
| LL (%) | 58.6 | 52.53 | 46.62 | 45.70 |
| PL (%) | 30.3 | 30.80 | 32.40 | 33.20 |
| PI (%) | 28.32 | 21.73 | 14.22 | 12.50 |

**Figure 1.15.** Effet des cendres volantes sur les limites d'Atterberg (Dissanayake et al. 2017).

Selon Mohanty et al. (2016), ce comportement peut être attribué à la nature non plastique des cendres volantes avec une faible capacité de rétention d'eau par rapport à celle des argiles à haute plasticité. Pour cette raison, la capacité de rétention d'eau des échantillons mélangés est progressivement réduite en augmentant la teneur en cendres volantes. D'autre part, il a été rapporté que les particules des cendres volantes absorbent des teneurs élevées en eau pendant l'hydratation. Ce processus libère des ions (Ca^{++} , Fe^{3+} , Al^{3+}) dans l'eau du mélange et augmente la perméabilité du mélange cendres volantes-sol-eau (Kang 2015). Les mêmes tendances ont été observées par d'autres chercheurs (Athanasopoulou and Kollaros 2011; Hakari and Puranik 2012; Rao and Subbarao 2012; Krishna Reddy 2013).

1.4.6.2. Effet des cendres volantes sur le compactage

L'effet des cendres volantes sur les propriétés de compactage a été étudié par Kolay and Ramesh (2015), qui ont constaté une diminution de la densité sèche et une augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes (Tableau 1.20).

Tableau 1.20. Effet des cendres volantes sur les paramètres de compactage (Kolay and Ramesh 2015).

| CV (%) | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| γ_{dmax} (KN/m ³) | 13.44 | 13.24 | 13.04 | 12.95 | 12.85 | 12.75 |
| W_{opt} (%) | 30.02 | 30.97 | 32.20 | 33.00 | 34.50 | 35.40 |

Ces comportements ont été confirmés par Sezer et al. (2006) et Amadi (2010) comme le montre le tableau 1.21 et la figure 1.16.

Tableau 1.21. Effet des CV sur les propriétés de compactage (Sezer et al. 2006).

| CV (%) | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| γ_{dmax} (kN/m ³) | 14.52 | 14.23 | 14.13 | 13.83 | 13.64 |
| w_{opt} (%) | 22.00 | 22.50 | 22.90 | 23.00 | 24.00 |

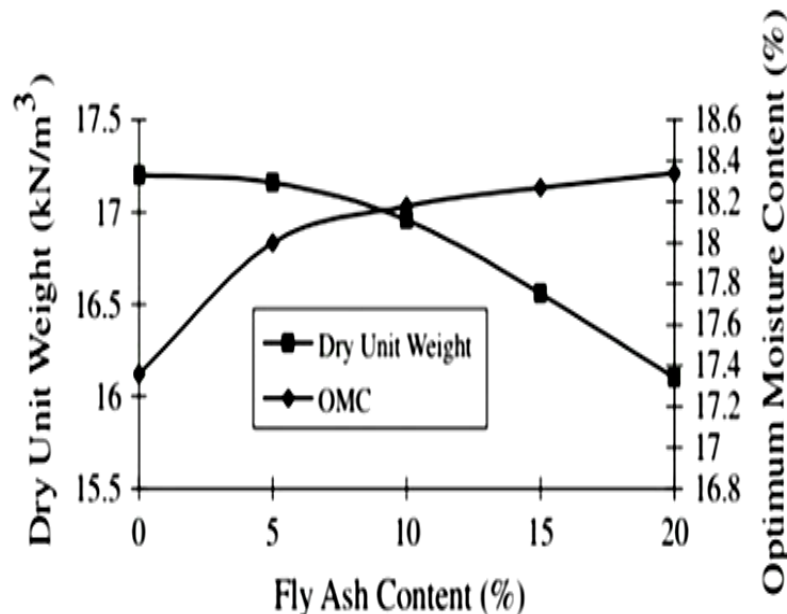


Figure 1.16. Effet des cendres volantes sur le compactage (Amadi 2010).

La diminution du poids volumique sec peut être liée à la densité spécifique des cendres volantes qui est plus importante par rapport à celle du sol non traité (Sezer et al. 2006; Sharma and Hymavathi 2016; Mohanty et al. 2016). Par contre, la teneur en eau optimale du mélange sol/cendres volantes était affectée par la teneur en eau optimale w_{opt} élevée des cendres volantes par rapport à celle du sol non traité (Rangaswamy 2016; Sharma and Hymavathi 2016).

1.4.6.3. Effet des cendres volantes sur la résistance à la compression

Les travaux d'Ozdemir (2016) montrent que l'augmentation du dosage des cendres volantes avec une durée de cure suffisante, augmente considérablement la résistance à la compression (Tableau 1.22). Les mêmes conclusions ont été trouvées par d'autres chercheurs (Lin et al. 2007; Sivapullaiah 2013; Kang et al. 2014) comme il est illustré sur le tableau 1.23 et la figure 1.17. Selon Sivapullaiah (2013), l'augmentation de la résistance peut s'expliquer par la liaison des particules du sol entre elles en raison de la formation d'agents de cimentation par l'ajout des cendres volantes au sol en présence d'eau. De plus, la forte augmentation de la résistance

en fonction de la durée de cure, dépend de la réactivité des cendres volantes et de son activité pouzzolanique qui dépend principalement de la silice réactive (SiO_2) et de la chaux libre (CaO) présente dans les cendres volantes (Sezer et al. 2006; Sharma and Hymavathi 2016).

Tableau 1.22. Effet des cendres volantes sur la résistance à la compression (Ozdemir 2016).

| CV (%) | R_c (kPa) | | |
|--------|-------------|---------|----------|
| | 0 Jours | 7 Jours | 28 Jours |
| 3 | 51.00 | 73.00 | 112.00 |
| 5 | 55.00 | 85.00 | 134.00 |
| 7 | 24.00 | 95.00 | 333.00 |
| 10 | 6.00 | 389.00 | 642.00 |

Tableau 1.23. Effet des cendres volantes sur la résistance à la compression (Lin et al. 2007).

| CV (%) | R_c (KPa) | | |
|--------|-------------|-------|--------|
| | 0J | 7J | 56J |
| 2 | 45.11 | 70.58 | 60.74 |
| 4 | 52.96 | 72.21 | 82.49 |
| 8 | 55.85 | 79.63 | 86.28 |
| 16 | 54.41 | 89.36 | 100.68 |

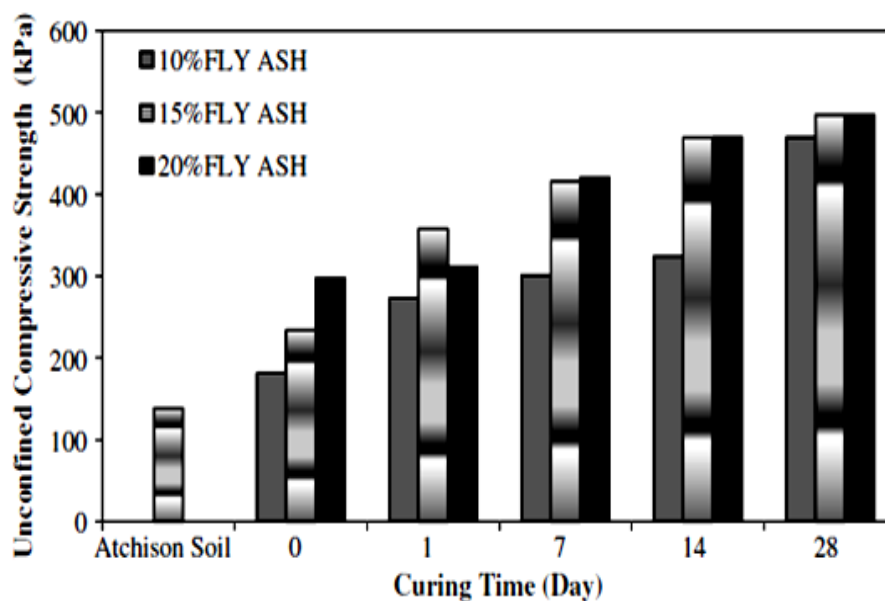


Figure 1.17. Effet de la durée de cure sur la résistance à la compression d'un sol argileux amélioré par les cendres volantes (Kang et al. 2014).

1.5. Conclusion

Il existe plusieurs techniques d'amélioration des sols telles que les méthodes mécaniques, hydromécaniques, thermiques et chimiques. 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 de l'environnement. L'amélioration des sols par des ajouts cimentaires est une technique chimique fréquemment utilisée à cause de son efficacité d'une part et d'autre part pour des soucis écologiques et économiques car les matériaux utilisés sont en général des déchets de l'industrie (cendres volantes, laitiers, phosphogypse,.....).

Parmi les ajouts cimentaires les plus utilisés dans le but d'améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols instables on trouve les cendres volantes, la chaux et le ciment. Le nombre importants de travaux de recherche présentés ci-dessus montrent que ces ajouts cimentaires améliorent globalement les propriétés physiques des sols tels que les paramètres de plasticité, de compactage et surtout les propriétés mécaniques telles que les paramètres de cisaillement et la résistance à la compression. Cette amélioration est variable selon le type d'ajout utilisé.

Dans la partie suivante, une synthèse d'un nombre important de modèles et de techniques d'estimation de quelques propriétés importantes des sols, stabilisés et non stabilisés, publiés dans la littérature, sera présentée.

Chapitre 2:

CORRÉLATIONS DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES SOLS

2.1. Introduction

Les propriétés géotechniques du sol, tels que la résistance à la compression non confinée (R_C) et les paramètres de compactage sont très importantes pour tous les travaux d'infrastructure. Ces propriétés sont souvent requises pour les travaux de construction. Cependant, la procédure pour déterminer ces propriétés est très fastidieuse, longue et coûteuse. La capacité à estimer les propriétés géotechniques des sols, notamment les propriétés essentielles et importantes qui sont largement utilisées comme paramètres d'entrée pour la conception et la pratique de divers projets de construction, sans avoir besoin à effectuer d'essais approfondis en laboratoire réduira le temps et les coûts. C'est pourquoi, plusieurs chercheurs ont proposé des modèles mathématiques ayant pour objectif principal est la prévision des propriétés du sol dont les méthodes de détermination sont très fastidieuses et longues. Ce chapitre présente une synthèse d'un nombre important de modèles et de techniques d'estimation de quelques propriétés importantes de sol, publiés dans la littérature.

2.2. Estimation de la résistance à la compression R_C des sols

La résistance à la compression non confinée du sol est l'un des paramètres de conception les plus importants utilisés pour la conception des chaussées, en particulier pour la construction de routes. Elle est également été utilisée pour vérifier l'efficacité de la stabilisation du sol, évaluer l'importance des facteurs d'influence sur la résistance des sols argileux stabilisés et choisir le meilleur pourcentage de stabilisant. De nombreux chercheurs ont étudié cette propriété pour différents sols et ont tenté de la corrélérer avec d'autres propriétés géotechniques afin de réduire les coûts et les délais associés aux essais de laboratoire. A cet effet, plusieurs chercheurs ont développé des modèles reliant l'évolution de la résistance à la compression R_C avec des paramètres simples tels que la durée de cure et parfois avec les teneurs d'ajouts cimentaires utilisés dans le cas des sols stabilisés.

Ata and Vipulanandan (1998) ont publié une étude dont l'objectif principal était de représenter quelques propriétés mécaniques, telle que la résistance à la compression, d'un sable injecté au silicate en termes de propriétés adhésives et cohésives. L'étude s'est concentrée sur la quantification du comportement général des sables au silicate sur une période de 2 ans. Un modèle de R_C a été proposé et calibré en utilisant les résultats expérimentaux ainsi trouvés. L'équation (2.1) illustre le modèle proposé :

$$R_C(MPa) = \frac{\log t}{0.8 + 0.62 \log t} \quad (2.1)$$

Wang et al. (2016) ont étudié l'effet de la température sur le développement de la résistance dans les sols marins stabilisés et non stabilisés. Ils ont proposé des équations pour estimer l'augmentation de R_C d'un sol argileux non stabilisé traité à des températures de 40° et de 60°. Les équations (2.2) et (2.3) montrent les modèles proposés.

$$R_C (\text{MPa}) = 0.0013t + 0.552 \quad (r^2 = 1, \text{ traité à } 40^\circ) \quad (2.2)$$

$$R_C (\text{MPa}) = 0.0077t + 0.5323 \quad (r^2 = 0.99, \text{ traité à } 60^\circ) \quad (2.3)$$

Où : t est la durée de cure en jours.

D'autres chercheurs ont proposés des relations empiriques évaluant la résistance R_C des sols stabilisés par des ajouts cimentaires (cendres volantes, chaux, ciment..) utilisés de façon seuls ou combinés. Sezer et al. (2006) ont développé un modèle statistique évaluant la résistance à la compression des sols argileux améliorés par des cendres volantes de classe C en utilisant la technique de la régression multiple. L'expression du modèle proposé s'écrit comme suit :

$$R_C (\text{kPa}) = 247.1034 + 22.2932CV(\%) - 7.5042t(\text{jours}) \quad (r^2 = 0.84) \quad (2.4)$$

Où : CV est la teneur aux cendres volantes et t la durée de cure. Des régressions multiples similaires ont été proposées par d'autres chercheurs pour des sols argileux améliorés par d'autres ajouts cimentaires. Ghobadi et al. (2014) ont réalisés une analyse de régression multiple pour obtenir une relation qui corrèle la résistance à la compression R_C d'un sol argileux de classe CL traités à la chaux avec le temps de durcissement (t) et la teneur en chaux (Ch (%)). L'équation suivante a été obtenue:

$$R_C (\text{kPa}) = 29.216 + 6.93Ch(\%) - 0.146t(\text{jours}) \quad (r^2 = 0.83) \quad (2.5)$$

Une analyse de régression multiple similaire a été appliquée par Jafar et al. (2016) sur des données provenant d'un sol argileux de classe CH pour obtenir une relation entre la résistance R_C , la teneur en ciment Portland ordinaire (C) et la durée de cure (t) comme le montre l'équation suivante :

$$R_C (\text{kPa}) = 138.63 + 74.29C(\%) + 3.122t(\text{jours}) \quad (r^2 = 0.85) \quad (2.6)$$

Plusieurs chercheurs ont proposé des relations empiriques non linéaires pour estimer l'évolution de la résistance R_C des sols, argileux en général, stabilisés par des ajouts utilisés seuls. Dans ce cadre, Asgari et al. (2015) ont montré que l'évolution de la résistance à la compression d'un sol argileux de classe CL traité à la chaux ou au ciment donne des courbes de tendance logarithmique adaptées à la formule empirique suivante :

$$R_c = R_{c0} + a \ln(t) \quad (2.7)$$

Où R_{c0} , R_c sont la résistance à la compression du sol vierge et amélioré respectivement, t est la durée de cure et a est un paramètre du modèle.

Baldovino et al. (2017) ont établi certaines équations empiriques présentant des relations exponentielles entre la résistance à la compression et la teneur de la chaux des sols améliorés pour différents périodes de cure. La figure 2.1 illustre les équations trouvées et les résultats expérimentaux utilisés dans la calibration de ces équations.

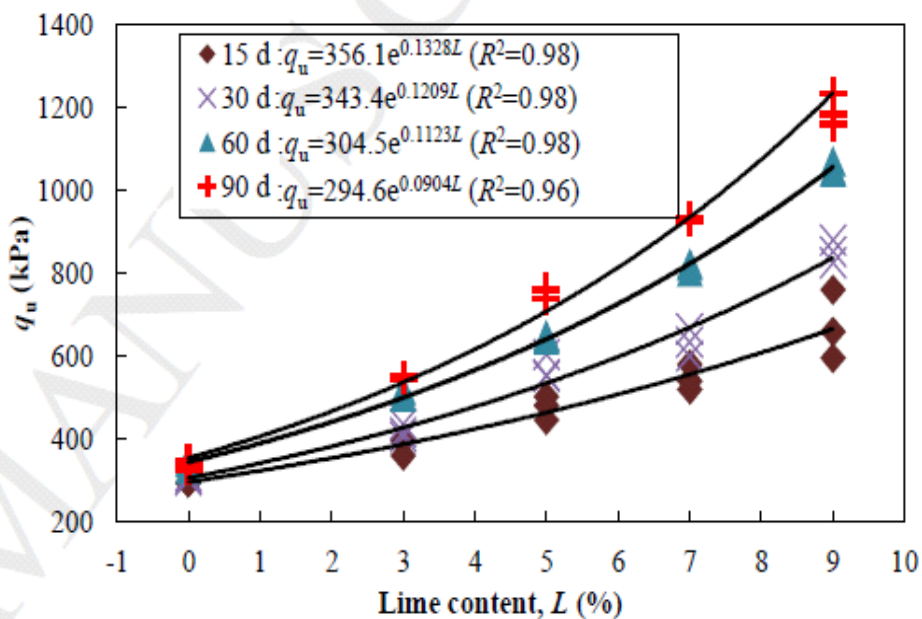


Figure 2.1- Courbes de la résistance à la compression des sols en fonction de la teneur de la chaux (Baldovino et al. 2017)

Jahandari et al. (2017) ont développé une relation empirique pour prédire la résistance à la compression des sols améliorés à la chaux. L'équation (2.8) présente le résultat de l'ajustement de la relation proposée pour une durée de cure de 28 jours :

$$R_{c,28} = 321.21 * Ch^{0.7272} \quad (2.8)$$

Pour un coefficient de corrélation d'environ 0.95, les valeurs prédites s'accordent raisonnablement bien avec les valeurs mesurées.

D'autres chercheurs ont proposés des relations empiriques qui prédisent l'effet d'une combinaison d'ajouts sur la résistance R_c . Kaniraj and Havanagi (1999) ont établie des corrélations pour la résistance à la compression en tant que fonction de la durée de cure, de la teneur en cendres volantes et de la teneur en ciment. Les données ont été analysées avec

d'autres corrélations recommandées dans la littérature et des comparaisons entre les corrélations ont été faites. L'équation (2.9) exprime la fonction proposée par les auteurs :

$$R_c = R_{c0} + \frac{t}{m * t + c} \quad (2.9)$$

Avec R_{c0} est la résistance à la compression initiale mesurée, m et c sont les paramètres du modèle proposé qui sont donnés par les équations (2.10) et (2.11) comme suit :

$$m = 0.00292 * 1.10113^{CV} * 0.686^C \quad (r^2=0,91) \quad (2.10)$$

$$c = 0.0292 * 1.014^{CV} * 0.724^C \quad (r^2=0,87) \quad (2.11)$$

Où : CV et C sont les teneurs des cendres volantes et du ciment, respectivement.

Ce modèle a été calqué par d'autres chercheurs (Tiwari and Ghiya 2013; Ma et al. 2017). D'autres corrélations empiriques ont été proposées dans la littérature dans lesquelles la résistance à la compression des sols stabilisés était liée à un certain nombre de propriétés telles que la teneur en eau, la porosité, la limite de liquidité, la densité sèche maximale, l'indice des vides, le module d'élasticité, etc. En effet, Bhattacharya and Pandey (1986) ont développé une régression simple utilisant la méthode des moindres carrés reliant la résistance à la compression R_c à la densité sèche maximale (γ_{dmax}) en utilisant des données expérimentales provenant de sols argileux de classe CL traités avec 5% de chaux. La régression a été ajustée comme suit :

$$R_c = -15.3158 + 9.4342 * 10^{-3} * \gamma_{dmax} \quad (2.12)$$

Afin d'évaluer l'applicabilité de l'équation (2.12) à d'autres sols traités à la chaux, le modèle a été validé en utilisant d'autres échantillons (54 échantillons) traités avec 5% de chaux et testés dans des conditions identiques. Le coefficient de détermination entre les valeurs de résistance prévues par l'équation (2.12) et les valeurs observées était de 0.87, cela prouve la précision de l'équation. Al-Amoudi et al. (1995) et dans le cadre d'établir le rôle du rapport eau: liant (fourni par le ciment ou la chaux) sur la résistance des mélanges d'un sol sabkha stabilisés de nature sableuse, ils ont développé des modèles régressifs qui correspondent aux résultats expérimentaux obtenus. Les équations (2.13) et (2.14) représentent le meilleur ajustement des équations proposées avec les résultats observés pour un sol stabilisé au ciment et à la chaux respectivement:

$$R_c(kPa) = 1739.9 - 577(W/C) + 53.6(W/C)^2 \quad (r^2 = 0.875) \quad (2.13)$$

$$R_c(kPa) = 1555.4 - 624.2(W/Ch) + 62.9(W/Ch)^2 \quad (r^2 = 0.875) \quad (2.14)$$

Où : (W/C) et (W/Ch) sont les rapports (eau/ciment) et (eau/chaux) respectivement.

Anagnostopoulos and Chatziangelou (2008) ont utilisé les résultats de laboratoire de neuf sols argileux traités en utilisant une combinaison de ciment et de sable pour développer une équation de régression non linéaire qui relie la résistance à la compression à un nombre de paramètres considérés comme variables descriptives. L'équation (2.15) décrit le modèle proposé :

$$R_c = -326.8 - 1170.09 \ln(w) + 1292.06 \ln(LL) + 0.523(C)(S)^{1.417} (\ln(t))^{0.608} \quad (2.15)$$

Où : $w(\%)$ est la teneur en eau, $LL(\%)$ est la limite de liquidité, $C(\%)$ est la teneur en ciment, $S(\%)$ est la teneur au sable et $t(\text{jours})$ est la durée de cure. Le coefficient de corrélation r^2 à un intervalle de confiance de 95% est de 0.877, ce qui signifie que 87.7% des variations de la résistance à la compression est expliquée par le modèle. Cette valeur est statistiquement significative et suggère donc que les valeurs mesurées et calculées de la résistance à la compression sont comparables.

Horpibulsuk et al. (2011) ont développé et vérifié une relation entre la résistance R_c , le rapport argile-eau / ciment et le temps de cure d'argile de Bangkok traitée au ciment combiné avec des cendres volantes exprimée par l'équation (2.16) comme suit :

$$R_c = \frac{A}{\left(\frac{w}{C(1 + k \cdot CV)}\right)^B} \quad (2.16)$$

Où R_c est la résistance à la compression de l'argile mélangée au ciment combiné à un temps de durcissement donné, w la teneur en eau de l'argile exprimée en pourcentage, C est la teneur en ciment exprimée en pourcentage, A , B et k sont des constantes empiriques et CV est la teneur en cendres volantes.

Un autre modèle a été développé par Khoury et al. (2012) et qui a été qualifié comme utile pour prédire les variations des valeurs de la résistance (R_c) des sols de fondation stabilisés par les cendres volantes de classe C et par la chaux hydratée et ceci en fonction du changement de la teneur en eau in-situ des sols stabilisés. L'expression (2.17) illustre l'équation proposée :

$$\log\left(\frac{R_c}{R_{c_{w_{opt}}}}\right) = a + \frac{b - a}{1 + e^{\ln(-b/a) + k_m X(w - w_{opt})}} \quad (2.17)$$

Où : $R_c/R_{c_{w_{opt}}}$ est le rapport de la résistance (R_c) à une teneur en eau donnée (w) et la résistance ($R_{c_{w_{opt}}}$) à une teneur en eau optimale (w_{opt}) et a , b et k_m sont les paramètres du modèle. Le modèle a été calibré en utilisant des données provenant d'un sol argileux stabilisé aux cendres volantes de classe C (10% CFA). La figure (2.2) montre une bonne concordance entre les données expérimentales et celles prédites par le modèle.

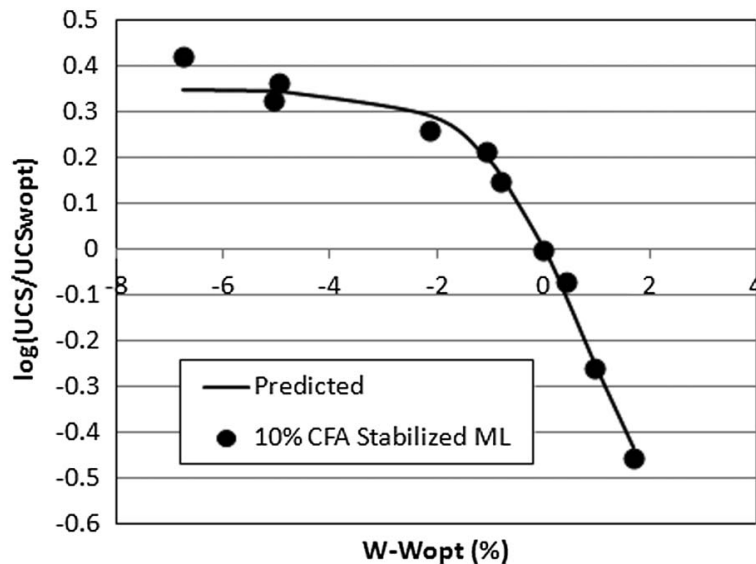


Figure 2.2- Ajustement du modèle de résistance d'un sol stabilisé pour une teneur de 10% de cendres volantes (Khoury et al. 2012)

Ma et al. (2016) ont proposés une relation hyperbolique entre la résistance à la compression, la teneur en eau et le temps de durcissement des sols stabilisés par un stabilisant à haute performance nommé CSCN. Il s'agit d'un composite à base de ciment, combiné aux cendres volantes. Des modèles pour différents âges de cure ont été développés pour prédire la résistance en compression. L'expression générale est représentée par l'équation (2.18)

$$R_{C,t \text{ jours}} = \frac{A}{\left[\frac{w}{C_i + (\alpha C_i + \beta) CV} \right]^B} \quad (2.18)$$

Où : A, B, α et β sont les paramètres du modèle à t jours, C_i et CV sont les teneurs en CSCN et aux cendres volantes respectivement et w est la teneur en eau. Les modèles de prédiction utilisés ont été vérifiées en comparant les résultats prédits et les résultats expérimentaux, l'écart était généralement de moins de 10%.

Naveena et al. (2017) ont tenté d'identifier les facteurs critiques régissant le développement de la résistance des sols argileux stabilisés avec des additifs. L'étude a montré que le rapport

argile / eau / chaux (WC / Ch) et la période de cure sont les principaux paramètres contrôlant le développement de la résistance R_c . Sur la base de ces paramètres, des équations de prédiction de la résistance (par exemple l'équation (2.19)) pour différents temps de durcissement et différentes combinaisons de teneur en eau et en argile ont été proposées et vérifiées.

$$\left\{ \frac{q_{(Wc/Ch)_t}}{q_{(Wc/Ch)_{28}}} \right\} = \left[\frac{(Wc/Ch)_{28}}{(Wc/Ch)_t} \right]^{0.53} (0.197 \ln t + 0.477) \quad (2.19)$$

Où : $q_{(Wc/Ch)_t}$, $q_{(Wc/Ch)_{28}}$ sont les résistances à la compression estimées à un rapport argile-eau/chaux après t et 28 jours de séchage, respectivement. L'erreur moyenne absolue de prédiction a été trouvée égale à 6.33%.

Baldovino et al. (2018) ont proposé une étude visant à déterminer des relations empiriques entre la résistance à la compression d'un sol limoneux artificiellement cimenté avec de la chaux hydratée. Dans ce cadre, les auteurs ont constaté que la relation entre les vides et la teneur à la chaux déterminée par le rapport porosité/volume de la chaux (η/L_v) joue un rôle essentiel dans cette étude et constitue le principal paramètre utilisé pour évaluer les augmentations de la résistance à la compression des sols améliorés.

La figure 2.3 illustre les résultats expérimentaux utilisés dans la calibration des modèles ainsi que les équations trouvées.

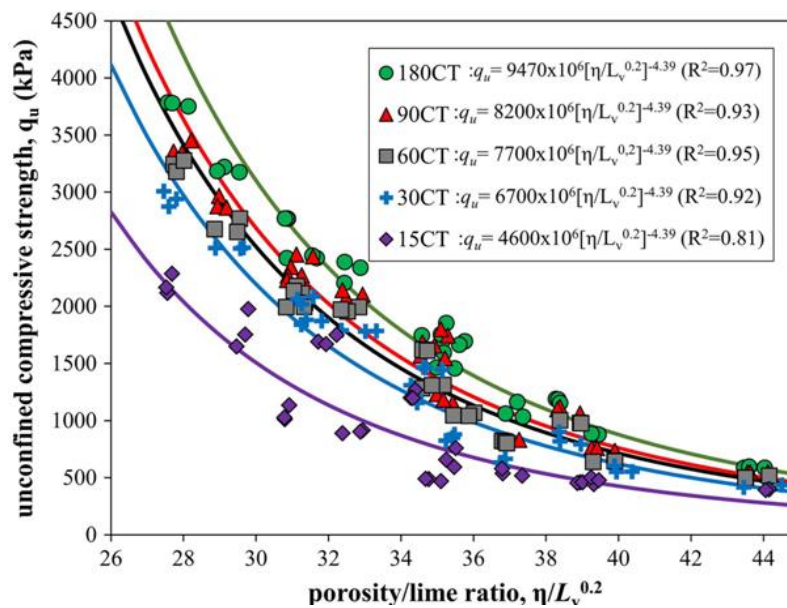


Figure 2.3—Variation de la résistance à la compression en fonction du rapport (η / L_v) pour différentes durées de cure (Baldovino et al. 2018)

Récemment, Ma et al. (2018) ont développé un modèle de calcul de résistance, qui donne un écart inférieurs à 10% entre les valeurs calculées et les résultats mesurés, pour guider la conception des infrastructures construites sur des sols stabilisés par un pourcentage (C_T) d'un stabilisant obtenu en combinant un CSCN (composite à base de ciment) aux cendres volantes. Le modèle proposé tient compte du changement léger de la teneur totale en stabilisant (C_T) avec le temps de durcissement. Les équations (2.20 et 2.21) illustrent le modèle proposé :

$$R_C = \frac{t}{1.47 \times 10^{-4} \cdot t + 0.002} \cdot e^{-0.17 \times \{e_t / C_T\}} \quad (2.20)$$

$$C_T = C_i + \left\{ [1.69 \times 10^{-6} \cdot (t - 67.4)^2 + 0.00216] \cdot C_i + \frac{t}{2.77t + 21.79} \right\} \cdot CV \quad (2.21)$$

Où : e_t est l'indice des vides du mélange, C_i et CV sont les teneurs au composite à base de ciment et aux cendres volantes respectivement et t est la durée de cure.

La littérature contient un nombre important de modèles proposés, cela prouve l'importance de la technique et du paramètre étudié. Le tableau (2.1) récapitule des modèles discutés précédemment ainsi que d'autres équations proposées par différents chercheurs.

2.3. Estimation des paramètres de compactage

De nombreuses équations de corrélation sont disponibles dans la littérature, qui associent les propriétés de compactage (teneur en eau optimale et densité sèche maximale) à d'autres paramètres tels que les données d'identification et de classification du sol notamment les caractéristiques de plasticité (limite de liquidité, limite de plasticité, limite de retrait et indice de plasticité), la densité et la distribution granulométrique, etc.

Cependant, les propriétés spécifiques adoptées dans les diverses corrélations et équations se diffèrent considérablement. Parmi les premières corrélations proposées, celles de Rowan and Graham (1948) qui ont utilisé la densité spécifique et de retrait dans la prédiction des paramètres de compactage. Par contre Davidson and Gardiner (1949) ont supprimé la densité spécifique des équations de Rowan and Graham (1948), mais ils ont inclus l'indice de plasticité. Jumikis (1958) a corrélié la teneur en eau optimale avec la limite de liquidité et indice de plasticité (Wang and Huang 1984).

| Tableau 2.1- Résumé des modèles importants supplémentaires, estimant la résistance à la compression, publiés dans la littérature | | | |
|---|--|---|--|
| Farouk and Shahien (2013) | $R_C = 1.175e^{0.003C}$ | C : Ciment dosage en (kg/m ³) | Ciment |
| Jaritngam et al. (2013) | $R_C = -6.045 + 7.685C + 0.713t$ | t : durée de cure C: teneur au ciment | Ciment |
| Liao et al. (2013) | $\frac{R_{C1}}{R_{C2}} = \frac{1.3 \ln(t_1) - 1}{1.3 \ln(t_2) - 1}$ | R _{C1} et R _{C2} : les résistances du sol amélioré au moment t1 et t2 respectivement. | Ciment |
| Sabat and Bose (2013) | $R_C = 2 * 10^{-6}X^5 - 0.003X^4 + 0.0161X^3 - 0.3015X^2 + 3.0133X + 55$ | X :teneur de la combinaison cendres volantes et la poussière de carrière (Quarry Dust) | CV+QD |
| Tiwari and Ghiya (2013) | $R_C = R_{C0} + \frac{t}{\alpha * t + \beta}$ | t : durée de cure, R _{C0} : Résistance à la compression initiale, α et β : paramètres du modèle | Ciment renforcé par des fibres. |
| Ghobadi et al. (2014) | $R_C = 29.216 + 6.93Ch - 0.146t$ | t: durée de cure Ch : teneur à la chaux | Chaux |
| Asgari et al. (2015) | $R_C = R_{C0} + a \ln(t)$ | t : durée de cure, R _{C0} : Résistance à la compression initiale, a: Paramètre du modèle | Chaux et ciment |
| Mohammed and Vipulanandan (2015) | $R_C - 716.0 = \frac{x}{-0.003 - 0.002 * x}$; pour 6% de chaux; $R_C - 807.4 = \frac{xX}{-0.002 - 0.002 * x}$; pour 10% de CV | X : teneur en Calcium sulfate | Chaux et cendres volantes combinés avec les Sulfate de Calcium |
| Rafizul Islam et al. (2015) | $R_C = 1100.275 - 28.410w + 6.314LL + 5.106C - 57.427S$ $R_C = 446.657 - 6.208w + 2.322LL + 3.619Ch - 59.742S$ | w : teneur en eau, LL : limite de liquidité, C, Ch et S : teneurs : au ciment, à la chaux et au sable, respectivement. | Chaux et ciment |
| Jafar et al. (2016) | $R_C = 138.63 + 74.29C + 3.122t$ | t: durée de cure C: teneur au ciment | Ciment |
| Ma et al. (2016) | $R_{C,t \text{ jours}} = \frac{A}{\left[\frac{w}{C + (\alpha C + \beta)CV} \right]^B}$ | A,B,α et β :paramètres du modèle à t jours ; C et CV :teneurs au ciment et aux cendres volantes respectivement ;w : teneur en eau. | Ciment +CV |
| Wang et al. (2016) | $R_C(MPa)=0.0013t+0.552$ | t: durée de cure | Sans additifs |
| Baldovino et al. (2017) | $R_C = A * e^{b*Ch}$ | Ch : teneur a la chaux A, b: Paramètres du modèle | Chaux |
| Jahandari et al. (2017) | $R_C = 9.4113(t/Ch)^4 - 179.31(t/Ch)^3 + 1099.1(t/Ch)^2 - 2475.1(t/Ch) + 2933.5$ | (t/Ch) : rapport durée de cure/teneur a la chaux | Chaux |
| Yu et al. (2017) | $R_C = 8 * t^{0.4} * CV + 430$ | t : durée de cure CV : teneur aux cendres volantes | Cendres Volantes |

Plus tard, plusieurs chercheurs ont tenté de proposer des relations empiriques dont l'objectif principal est d'estimer les paramètres de compactage des sols en utilisant les propriétés d'identification de ces derniers notamment les limites d'Atterberg. Dans ce cadre, Torrey (1970), dans ses recherches, a entamé une discussion sur la corrélation des paramètres de compactage avec les limites d'Atterberg dont il a proposé des relations mathématiques entre des variables indépendantes, à savoir la limite de liquidité, l'indice de plasticité et des variables dépendantes (teneur en eau optimale et densité sèche maximale). Les formules empiriques proposées par Torrey (1970) s'écrivent comme suit :

$$\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 0.414LL + 12.5704 \quad (2.22)$$

$$w_{opt} = 0.240LL + 7.549 \quad (2.23)$$

$$\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 0.449PI + 12.5704 \quad (2.24)$$

$$w_{opt} = 0.263LL + 12.283 \quad (2.25)$$

Hammond (1980) a étudié trois groupes de sols et a proposé des modèles de régression linéaire associant les limites de liquidité et de plasticité avec la teneur en eau optimale. Les équations proposées sont illustrées dans tableau 2.2 (Parkoh 2016).

Tableau 2.2- Relations empiriques entre la teneur en eau et la plasticité proposées par Hammond (1980) (Parkoh 2016)

| Type de sol | Modèle |
|-------------------|--------------------------|
| Sols latéritiques | $w_{opt} = 0.42PL + 5$ |
| Argile limoneuse | $w_{opt} = 0.96PL - 7.7$ |

Plus tard, Al-Khafaji (1993) a publié une technique examinant quantitativement des relations proposées entre les limites d'Atterberg et les paramètres de compactage pour des sols de l'Iraq et des Etats Unis. Les équations proposées s'écrivent comme suit :

Pour les sols d'Iraq

$$\gamma_{dmax} (g/cm^3) = 2.44 - 0.02PL - 0.008LL \quad (2.26)$$

$$w_{opt} = 0.24LL + 0.63PL - 3.13 \quad (2.27)$$

Pour les sols des Etats Unis

$$\gamma_{dmax} (g/cm^3) = 2.27 - 0.019PL - 0.003LL \quad (2.28)$$

$$w_{opt} = 0.14LL + 0.54PL \quad (2.29)$$

Avec LL et PL sont respectivement la limite de liquidité et de plasticité des sols. Les paramètres de compactage prédits et observés ont été comparés, les erreurs relatives dans les valeurs de γ_{dmax} variaient de 0.21 à 12.3% et celle dans w_{opt} variaient de 5.7 à 22.9%.

Gurtug and Sridharan (2002) et compte tenu des grandes quantités de sols et de zones à tester pour leur utilisation potentielle en tant que matériau de compactage, ont suggéré d'utiliser les essais d'identification et d'autres tests simples pour obtenir une idée préliminaire des caractéristiques de compactage des sols. Dans ce cadre, ces auteurs ont proposé un modèle simple reliant la teneur en eau optimale (w_{opt}) avec la limite de plasticité (PL) comme suit :

$$w_{opt} = 0.92PL \quad (2.30)$$

Cette relation a été ajustée en utilisant une base de données extraite des résultats des tests provenant de 10 sources différentes. Cette étude souligne la nécessité de déterminer avec soin la limite plastique du sol.

Des tentatives similaires ont été proposées par Sridharan and Nagaraj (2005). Ces auteurs ont examiné, dans le cadre de l'évaluation préliminaire des propriétés de compactage, des résultats d'investigations détaillés pour déterminer quelles sont les propriétés de plasticité qui correspondent bien à ces paramètres.

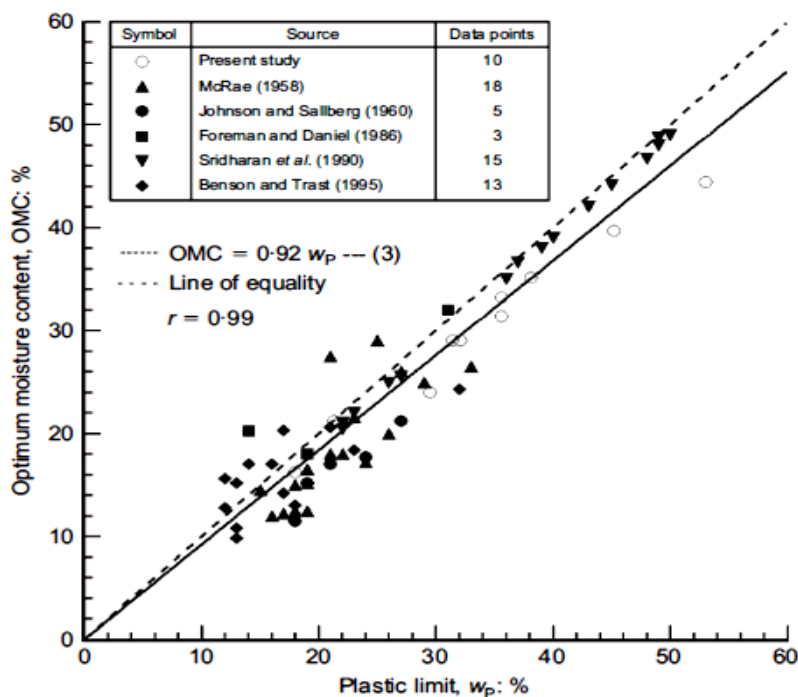


Figure 2.4- Corrélation de la teneur en eau optimale avec la limite de plasticité (Sridharan and Nagaraj 2005)

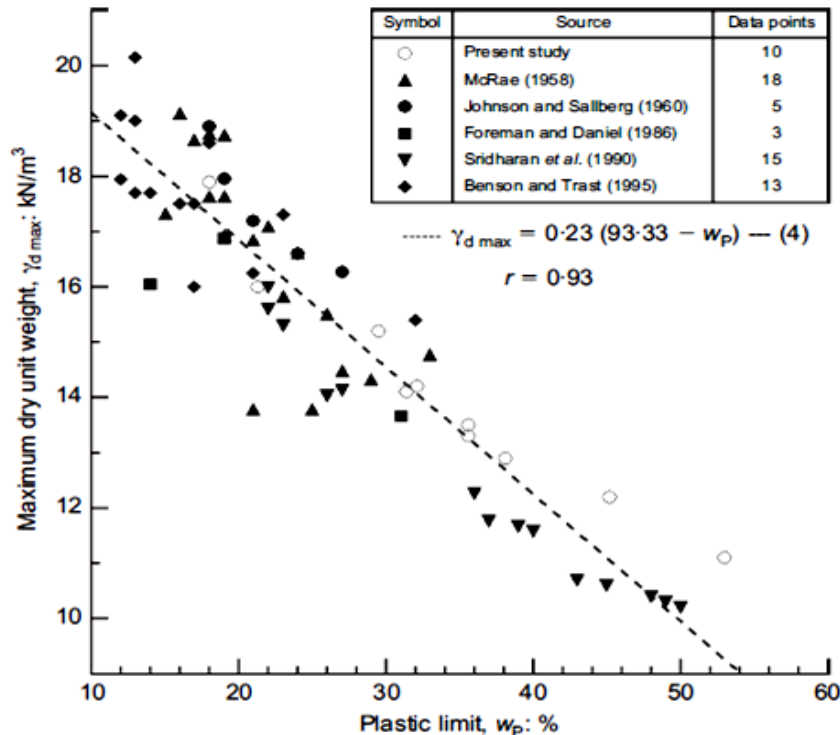


Figure 2.5- Corrélation de la densité sèche maximale avec la limite de plasticité (Sridharan and Nagaraj 2005)

Outre les résultats expérimentaux des auteurs, les résultats de la littérature disponible ont également été pris en compte. Ils ont constaté que la limite de plasticité présente une bonne corrélation avec les caractéristiques de compactage, bien meilleure que la limite de liquidité ou l'indice de plasticité. Les figures 2.4 et 2.5 illustrent la base de données prise en compte ainsi que les équations suggérées par Sridharan and Nagaraj (2005).

Des corrélations similaires reliant les propriétés de compactage des sols avec les limites d'Atterberg ont été publiées par d'autres chercheurs (Kamarudin 2005; Kassim and Lah 2008; Günaydin 2009; Doković et al. 2013; Ng et al. 2015; Hussain 2016; Oyelakin et al. 2016 et Saikia et al. 2017). Elles sont présentées sur le tableau 2.3.

La littérature contient une autre catégorie de modèles corrélant la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols avec d'autres paramètres de sols (en plus des propriétés de plasticité) tels que le module de finesse, le diamètre effectif des particules, la densité spécifique, le coefficient d'uniformité, etc. Dans ce cadre, Jeng and Strohm (1976) ont corrélés la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale aux propriétés d'identification des sols.

Tableau 2.3–Résumé de quelques modèles de compactage supplémentaires importants publiés dans la littérature

| Auteurs | Expression | Variables indépendant | Type d'additifs |
|------------------------|--|---|-----------------|
| Kamarudin (2005) | $\gamma_{dmax} (g/cm^3) = 2.132 - 0.004LL - 0.006PL$ $w_{opt} = 4.065 + 0.125LL + 0.180PL$ | LL, PL : la limite de liquidité et de plasticité | S, A* |
| Kassim and Lah (2008) | $\gamma_{dmax} (Mg/m^3) = -0.003LL - 0.005PL + 2.105$ $w_{opt} = 0.092LL + 0.195PL + 4.330$ | LL, PL : la limite de liquidité et de plasticité | S, A* |
| Günaydın (2009) | $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = -0.1008LL + 21.16$, $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = -0.2283PL + 21.88$ $w_{opt} = 0.3802LL + 2.4513$, $w_{opt} = 0.8442LL + 0.1076$ | LL, PL : la limite de liquidité et de plasticité | S, A* |
| Doković et al. (2013) | $\gamma_{dmax} (g/cm^3) = 2.088 - 0.008LL$, $w_{opt} = 0.239LL + 7.757$ $\gamma_{dmax} (g/cm^3) = 2.229 - 0.023PL$, $w_{opt} = 0.742PL + 2.236$ $\gamma_{dmax} (g/cm^3) = 1.984 - 0.0099PI$, $w_{opt} = 0.276PI + 12.02$ $\gamma_{dmax} (g/cm^3) = 2.14 - 0.007LL - 0.005PL$, $w_{opt} = 4.18 + 0.16LL + 0.323PL$ | LL, PL et PI : la limite de liquidité, de plasticité et l'indice de plasticité. | S, A* |
| Ng et al. (2015) | $\gamma_{dmax} (Mg/m^3) = 2.845 - 0.073PI$, $w_{opt} = 2.726PI - 27.19$ | PI : indice de plasticité | S, A* |
| Hussain (2016) | $w_{opt} = 6.38 + 0.192LL + 0.0555LP$ $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 26.2 + 0.0172LL - 0.0204PL - 0.505w_{opt}$ $w_{opt} = 6.86 + 0.206LL$, $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 26.0 + 0.0131LL - 0.512w_{opt}$ $w_{opt} = 4.00 + 0.609PL$, $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 22.9 - 0.0795LL - 0.0484PL$ $w_{opt} = 9.71 + 0.270PI$, $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 22.9 - 0.128LL + 0.0484PI$ | LL, PL et PI : la limite de liquidité, de plasticité et l'indice de plasticité. | S, A* |
| Oyelakin et al. (2016) | $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = \beta \cdot \log(E) + \delta$, $w_{opt} = \alpha \cdot \log(E) + \varepsilon$, $\alpha = 2.326 \cdot \log(LL) + 64.787$ $\beta = -18.15 \cdot \log(LL) + 26.753$, $\varepsilon = -0.2828LL + 26.75$ | LL et E: la limite de liquidité et énergie de compactage | S, A* |
| Saikia et al. (2017) | $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 20.97 - 0.127LL$, $w_{opt} = 0.42LL + 7.104$ $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 20.94 - 0.215PL$, $w_{opt} = 0.742PL + 6.64$ $\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 21.07 - 0.119LL - 0.02PL$, $w_{opt} = 0.35LL + 0.163PL + 6.26$ | LL, PL : la limite de liquidité et de plasticité | S, A* |

Les données utilisées dans l'analyse statistique ont été obtenues à partir d'essais de compactage standard de Proctor menés sur 85 sols différents dont les limites de liquidité et de plasticité étaient comprises entre 17% et 88% et entre 11% à 25% respectivement. Les équations (2.31) et (2.32) présentent les modèles proposés par Jeng and Strohm (1976) (Hussain 2016) :

$$\gamma_{dmax}(pcf) = 0.89(LL - PL) - 1.26LL + 89.8G_s - 102.07 \quad (2.31)$$

$$w_{opt} = 0.61LL - 0.42(LL - PL) + 2.14 \quad (2.32)$$

Avec LL, PL et G_s : limite de liquidité, de plasticité et la densité spécifique du sol.

Plus tard, Wang and Huang (1984) ont proposé des équations de corrélation qui relient la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale avec les propriétés d'identification des sols. Les équations de corrélation ont été développées à partir des résultats des tests de classification et de compactage et des analyses statistiques ont été effectuées. Les sols d'essai ont été préparés à partir de quatre composants, à savoir la bentonite, la poussière de calcaire (limestone dust), le sable et le gravier. Ces quatre composants ont été mélangés dans des proportions différentes pour former 57 mélanges différents. Des séries d'équations de corrélation ont été développées pour la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale comme il est illustré par les formules (2.33) à (2.36). Pour la densité sèche maximale :

Modèle A $r^2 = 0.95$

$$\frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_s} * 100 = 45.6 - 1.28FM \log_{10}(D_{10}) - 4.6410^{-2}FM(PL) + 1.43FM \quad (2.33)$$

Modèle B $r^2 = 0.91$

$$\frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_s} * 100 = 45.9 - 7.5FM - 0.45 \log_{10}U - 7.5410^{-2}B(FM) \quad (2.34)$$

Pour la teneur en eau optimale :

Modèle A $r^2 = 0.88$

$$w_{opt} * 100 = 2.614 + 12.7PL - 95.0FM^2 - 88.1 \log_{10}^2 U \quad (2.35)$$

Modèle B $r^2 = 0.80$

$$w_{opt} * 100 = 1.035 - 905 \log_{10}(D_{10}) + 0.22B^2 + 106FM \log_{10}(D_{10}) \quad (2.36)$$

Où : PL est la limite de plasticité du sol, FM est le Module de finesse, D_{10} est le diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant, U est le coefficient d'uniformité et γ_s est le poids volumique des grains solides.

La comparaison des données expérimentales avec celles estimées indique que des prédictions dans un intervalle de confiance de 95% peuvent être obtenues à partir des modèles développés. Donc il a été conclu que la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols peuvent être prédites avec une précision suffisante en utilisant les modèles proposés par Wang and Huang (1984). Un travail similaire a été proposé par Blotz et al. (1998) qui ont décrit des méthodes empiriques pour estimer les paramètres de compactage des sols argileux à partir de la limite de liquidité (LL) et de l'énergie de compactage (E) en analysant une base données de 22 sols argileux et 5 sols supplémentaires pour la validation. Les modèles proposés sont présentés par les équations (2.37) et (2.38) :

$$\gamma_{dmax} (kN/m^3) = (2.27 \log_{10} LL - 0.94) \log_{10} E - 0.16 LL + 17.02 \quad (2.37)$$

$$w_{opt} = (12.39 - 12.21 \log_{10} LL) \log_{10} E + 0.67 LL + 9.21 \quad (2.38)$$

La validation des équations a montré une précision de l'ordre de $\pm 1\%$ pour la teneur en eau optimale et $\pm 2\%$ pour la densité sèche maximale ce qui est remarquable. Egalement, Omar et al. (2003) ont mené des études sur 311 sols aux Émirats Arabes Unis afin de prédire les paramètres des essais de compactage des sols granulaires à partir de différentes variables (US R#4, LL et G_s). Parmi ces échantillons, 45 étaient des sols graveleux, 264 des sols sableux et deux étaient des sols argileux à faible plasticité (CL). Ils ont développés les équations (2.39) et (2.40) :

$$\gamma_{dmax} (kg/m^3) = [4804574 G_s - 195.55 (LL)^2 + 156971 (R\#4)^{0.5} - 9527830]^{0.5} \quad (2.39)$$

$$\ln(w_{opt}) = 1.195 \times 10^{-4} (LL)^2 - 1.964 G_s - 6.617 \times 10^{-3} (R\#4) + 7.651 \quad (2.40)$$

Où : LL est la limite de liquidité, G_s est la densité spécifique et R#4 est la teneur des moins de 4.75mm.

Di Matteo et al. (2009) ont développé des modèles de régression pour estimer la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale des sols argileux en utilisant les propriétés d'identification de 30 échantillons de sol collectés en Italie centrale ainsi que les propriétés de 41 sols décrits dans la littérature. Les limites de liquidité des sols analysés se situaient entre 18 et 82%, les indices de plasticité entre 1 et 51% et les densités spécifiques entre 2.47 et 3.09. L'analyse statistique a montré que les modèles suivants correspondent le mieux aux données collectées:

$$(w_{opt})_P = -0.86 LL + 3.04 (LL/G_s) + 2.2 \quad (2.41)$$

$$(\gamma_{dmax})_P (kN/m^3) = \left(\left(40.316(w_{opt})_P^{-0.295} \right) PI^{0.032} \right) - 2.4 \quad (2.42)$$

Où : $(w_{opt})_P$ et $(\gamma_{dmax})_P$ sont respectivement, la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale prédites. Des équations similaires avec une légère modification ont été proposées par Nagaraj et al. (2015).

Les modèles de prédiction des paramètres de compactage présentés au-dessus, ont été ajustés en utilisant des bases données de sols, en général, non améliorés. Cependant, d'autres chercheurs ont proposé des modèles dont le but d'estimer ces paramètres pour des sols stabilisés par des ajouts tels que la chaux, les cendres résiduelles (bottom ash), etc.

Dans ce cadre, Sabat and Bose (2013) ont effectué une analyse de régression linéaire pour obtenir des relations qui corrént les propriétés de compactage des sols traités par la combinaison cendres volantes et la poussière de carrière (Quarry Dust). Les équations suivantes ont été obtenues:

$$\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 0.0749X + 15.11 \quad (2.43)$$

$$w_{opt} = -0.0897X + 20.848 \quad (2.44)$$

Où : X est la teneur aux cendres volantes combinées à la poussière de carrière en (%).

Ghobadi et al. (2014) ont réalisé une analyse de régression multiple pour obtenir une relation qui corrént la densité sèche maximale ainsi que la teneur en eau optimale d'un sol argileux de classe CL traité à la chaux avec un temps de durcissement (t) et une teneur en chaux (Ch(%)).

Les équations suivantes ont été obtenues:

$$\gamma_{dmax} (g/cm^3) = 1.8 - 0.016Ch(\%) - 0.001t(jours) \quad (2.45)$$

$$w_{opt} = 19.33 + 0.317Ch(\%) + 0.029t(jours) \quad (2.46)$$

Les coefficients de corrélation entre les valeurs mesurées et les valeurs prédites étaient évalués à 0.92 et 0.73 pour les équations (2.45) et (2.46) respectivement.

Mohammed and Vipulanandan (2015) ont quantifié le comportement des sols sulfatés compactés, avec et sans traitement, à l'aide d'un modèle unique utilisé pour représenter l'effet du traitement sur les propriétés étudiées. Les équations (2.47) et (2.48) représentent les modèles proposés :

$$\gamma_{dmax} - \gamma_{dmax0} = \frac{x}{A + B * x} \quad (2.47)$$

$$w_{opt} - w_{opt0} = \frac{x}{A + B * x} \quad (2.48)$$

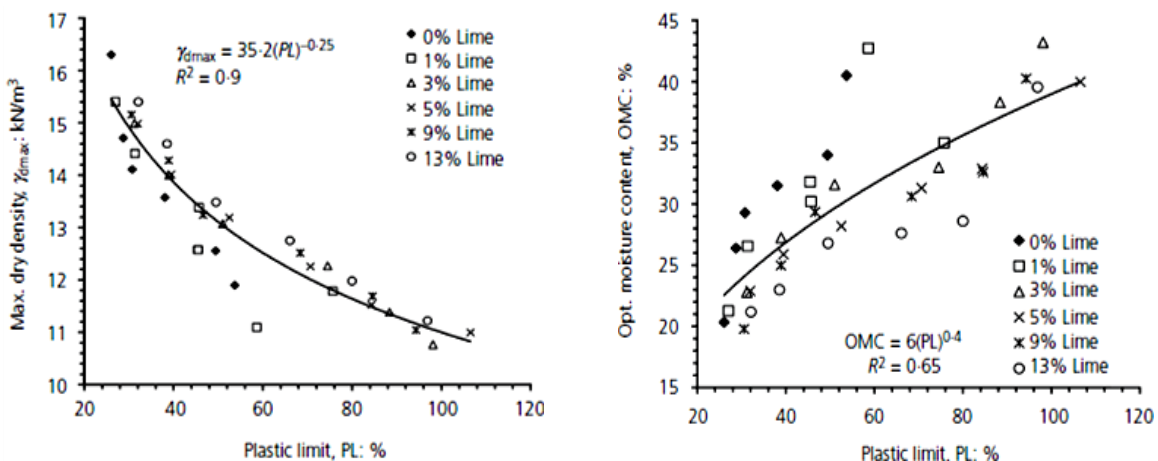
Où : A, B sont les paramètres des modèles, x est la teneur en Sulfate de Calcium et γ_{dmax0} et w_{opt0} sont respectivement, la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale.

Ces équations ont été ajustées sur des données de sols argileux traités au Sulfate de Calcium et au Sulfate de Calcium combiné avec la chaux et avec les cendres volantes. Le tableau ci-après résume les valeurs des paramètres des modèles trouvées pour chaque type de traitement.

Tableau 2.4—Paramètres des modèles de compactage de Mohammed and Vipulanandan (2015)

| Traitement | Propriété du sol (Y) | Paramètres des modèles | | | |
|--------------------|---------------------------|------------------------|--------|--------|-------|
| | | Y_0 | A | B | r^2 |
| Sulfate de Calcium | $w_{opt}(\%)$ | 17 | 0.21 | 0.20 | 0.95 |
| | $\gamma_{dmax0} (g/cm^3)$ | 1.52 | -6.45 | -9.18 | 0.92 |
| Sulf+6% de chaux | $w_{opt}(\%)$ | 18.4 | 0.84 | 0.0 | 0.98 |
| | $\gamma_{dmax0} (g/cm^3)$ | 1.64 | -14.48 | -7.26 | 0.82 |
| Sulf+10% de CV | $w_{opt}(\%)$ | 20 | 0.802 | 0.0 | 0.95 |
| | $\gamma_{dmax0} (g/cm^3)$ | 1.59 | -10.64 | -9.278 | 0.94 |

Hussain and Dash (2015) ont proposé des modèles de prédiction des paramètres de compactage des sols argileux traités à la chaux (figure 2.6).



(a) Densité sèche maximale

(b) Teneur en eau optimale

Figure 2.6—Corrélation des paramètres de compactage avec la limite de plasticité des sols argileux stabilisés à la chaux (Hussain and Dash 2015)

Dans ce cadre, les auteurs ont élaboré une série d'essais de compactage réalisés sur six sols différents ayant une large gamme de plasticité, mélangés avec des pourcentages de chaux variés. Ils ont constaté que les caractéristiques de compactage des sols traités à la chaux sont mieux corrélées à la limite de plasticité qu'aux limites de liquidité et de retrait. Les équations (2.49) et (2.50) représentent les meilleurs ajustements avec les données expérimentales.

$$\gamma_{dmax} (kN/m^3) = 35.1(PL)^{-0.25} \tag{2.49}$$

$$w_{opt} = 6(PL)^{0.4} \tag{2.50}$$

Comme la détermination de la limite plasticité est rapide et sans coût élevé par rapport aux essais de compactage, il serait alors pratique de l'utiliser pour estimer de manière préliminaire les caractéristiques de compactage des sols traités à la chaux. Récemment, et dans le cadre de voir et comprendre le comportement des sols argileux avec différents teneurs en cendres résiduelles (Bottom Ash), Dungca and Jao (2017) ont développé les équations (2.51) et (2.52) qui prédisent la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols traités avec cet ajout cimentaire.

$$\gamma_{dmax}(kN/m^3) = 22.79e^{-0.0005B} \quad (2.51)$$

$$w_{opt} = 7.88e^{0.001B} \quad (2.52)$$

Où : B est la teneur en cendres résiduelles. Taha et al. (2018) ont développé de nombreuses équations sur la base des résultats d'analyses statistiques permettant de prédire la densité sèche maximale des sols traités par différents nano-matériaux tels que les nano-argile, nano-cuivre et nano-alumine. Comme le montre les équations suivantes:

Nano-argile

$$\gamma_{dmax}(kN/m^3) = -3.19 + 0.0245PI - 0.119LL + 9.945G_s - 0.145FC + 0.638N \quad (2.53)$$

Nano-Alumine

$$\gamma_{dmax}(kN/m^3) = 2.858 + 0.0735PI - 0.0340LL + 6.718G_s - 0.185FC + 0.043M - 0.253N \quad (2.54)$$

Nano-Cuivre

$$\gamma_{dmax}(kN/m^3) = 12.486 + 0.00187PI - 0.0422LL + 5.123G_s - 0.0427FC - 0.219M - 0.365N \quad (2.55)$$

Où : PI, LL et G_s sont respectivement, l'indice de plasticité, la limite de liquidité et la densité spécifique du sol, FC et M sont la teneur en argile et en limon, respectivement, N est la teneur au nano-matériaux (selon le cas).

2.4. Estimation des propriétés de gonflement

La prédiction du gonflement des sols est un élément important des études géotechniques dans les régions où l'on trouve des argiles gonflantes et sur-consolidées. De nombreux modèles ont été proposés pour la prévision des amplitudes du gonflement à partir de paramètres géotechniques élémentaires, tels que l'indice de plasticité, la teneur en eau initiale,

la limite de liquidité, le poids volumique, l'activité, l'indice de retrait, la profondeur d'échantillonnage, etc.

Seed et al. (1962) ont démontré que l'indice de plasticité seul peut être utilisé comme indicateur préliminaire des caractéristiques de gonflement de la plupart des argiles. Dans ce cadre, ils ont proposé l'équation (2.56) pour prédire le potentiel de gonflement des argiles.

$$S_p = 60K(PI)^{2.44} \quad (2.56)$$

Où : S_p est le potentiel de gonflement (%), PI : l'indice de plasticité, K est une constante égale à 3.6×10^{-5} (Abd El-Latif 2008). Nayak and Christensen (1971) ont proposé le développement d'une relation statistique pour l'estimation du pourcentage de gonflement en termes d'indice de plasticité, de teneur en argile et en eau initiale. La relation proposée est la suivante :

$$S_p = (2.29 \times 10^{-2})(PI^{1.45}) \frac{FC}{W_i} \quad (2.57)$$

Où : C et W_i sont les teneurs en argile et en eau initiale, respectivement.

Schneider and Poor (1974) ont établi des relations statistiques pour les argiles du Texas entre le gonflement mesuré pour diverses surcharges et l'indice de plasticité et la teneur en eau. Ils ont proposé l'équation (2.58) pour la prédiction du pourcentage du gonflement (S_p).

$$\log S_p = f.(PI/W_i) - c \quad (2.58)$$

Où : S_p est le pourcentage de gonflement ; PI est l'indice de plasticité ; W_i est la teneur en eau initiale et f et c sont des facteurs qui dépendent de la surcharge (Abd el-latif 2008).

Une autre relation simple a été proposée par Chen (1988) dans le cadre de l'estimation du pourcentage de gonflement (S_p) des sols non perturbés en termes d'indice de plasticité (PI) sous la forme:

$$S_p = B \times e^{A(PI)} \quad (2.59)$$

Où : A et B sont des constantes égales à 0.0838 et 0.2558, respectivement.

Najjar et al. (2000) ont utilisé une base de données qui représente 514 tests de gonflement obtenus à partir de plus de 51 projets dans l'Etat du Kansas (USA). Ils ont proposé une relation empirique estimant le pourcentage de gonflement S_p (%) des sols argileux en fonction de l'indice de plasticité PI et de la fraction argileuse CF . Cette relation s'écrit :

$$S_p = 2.17 \times 10^{-5} \left[\frac{PI}{CF - 5} \right]^{2.20} CF^{3.44} \quad (2.60)$$

Muntohar (2006), et sur la base d'une synthèse des modèles de prédiction du potentiel de gonflement des sols a remarqué qu'il y avait trois propriétés qui étaient les plus fortement corrélées au potentiel de gonflement des sols, ce sont : l'indice de plasticité (PI), la limite de liquidité (LL) et la fraction d'argile (CF). Après l'ajustement d'une dizaine de relations empiriques de types différents sur une base de données de 115 paires de valeurs, l'auteur a constaté que le modèle basé sur une régression linéaire multiple offre le meilleur ajustement pour toutes les conditions du sol. L'équation (2.60) présente ce modèle :

$$S_p = 0.171CF + 0.0012LL + 0.409PI - 1.869 \quad (2.61)$$

Hudyma and Avar (2006) ont proposés un modèle qui prédit la variation du pourcentage de gonflement des argiles mélangés au sable. Dans ce cadre, les auteurs ont trouvé que la relation entre le pourcentage de gonflement et la teneur en sable est mieux décrite à l'aide d'une fonction exponentielle et une équation prédictive empirique générique reliant le pourcentage de gonflement d'un mélange de sol comme variable dépendante au pourcentage de gonflement du sol expansif et au pourcentage de sable dans le mélange comme variables indépendantes. La fonction prend la forme suivante:

$$\%S_{P_{mélange}} = \%S_{P_{sol\ expansif}} \times e^{-0.02(\%sable)} \quad (2.62)$$

Zha et al. 2008 ont indiqué que l'indice de plasticité est un bon indicateur du potentiel de gonflement. Sur la base de l'analyse des données expérimentales des sols expansifs traités et non traités à la chaux, des relations entre l'indice de plasticité et les propriétés de gonflement ont été étudiées. Dans ce cadre, les équations empiriques suivantes ont été proposées :

$$GL^* = 13.31 + 0.82 \times PI^* \quad (2.63)$$

$$S_p^* = 13.11 + 0.81 \times PI^* \quad (2.64)$$

$$PG^* = 13.00 + 0.79 \times PI^* \quad (2.65)$$

$$\text{Avec } GL^* = \frac{GL}{GL_0} \times 100; S_p^* = \frac{S_p}{S_{p0}} \times 100; PG^* = \frac{PG}{PG_0} \times 100 \text{ et } PI^* = \frac{PI}{PI_0} \times 100$$

Où : GL, S_p, PG et PI sont l'indice de gonflement libre (%), le potentiel de gonflement (%), la pression de gonflement (kPa) et l'indice de plasticité (%) respectivement, du sol traité à la chaux et GL_0, S_{p0}, PG_0 et PI_0 sont l'indice de gonflement libre (%), le potentiel de gonflement

(%), la pression de gonflement (kPa) et l'indice de plasticité, respectivement du sol naturel (non traité). Sabat (2012) a proposé des modèles statistiques pour prédire la pression de gonflement d'un sol expansif stabilisé avec de la poussière de carrière et de la chaux. Un premier modèle a été développé en prenant comme entrants la teneur à la poussière de carrière $QD(\%)$, la chaux $Ch(\%)$, l'activité A_c , la densité sèche maximale γ_{dmax} (kN/m^3), la teneur en eau optimale w_{opt} (%), la période de cure t (jours) et la pression de gonflement PG (kN/m^2) en sortie comme le montre l'équation (2.66) :

$$PG = 467 - 2.24QD - 0.17Ch - 1.53t + 8.6\gamma_{dmax} - 18.2w_{opt} + 197A_c \quad (2.66)$$

La figure (2.7) présente une comparaison entre les pressions de gonflement prédites par le modèle proposé et celles utilisées dans l'ajustement du modèle.

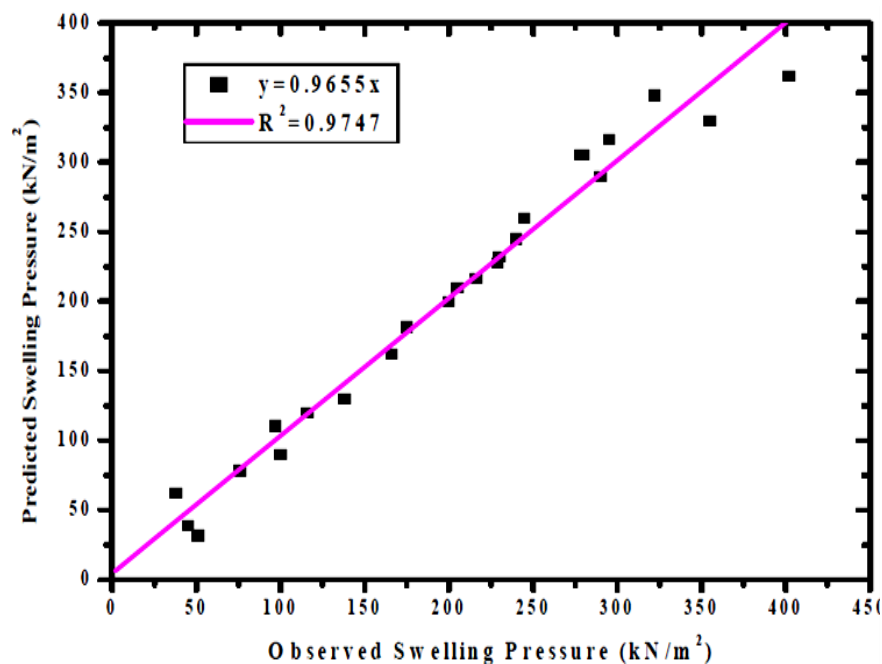


Figure 2.7—Comparaison entre les pressions de gonflement expérimentales et prédites par le modèle proposé par Sabat (2012)

Avec un coefficient de corrélation qui se rapproche de 1 ($r^2=0.97$), on peut dire que le modèle développé s'avère très efficace pour prédire la pression de gonflement. Mohammed and Vipulanandan (2015) et dans le cadre d'une étude de quantification du potentiel gonflement des sols sulfatés compactés, avec et sans traitement à l'aide d'un modèle unique utilisé, ont proposés l'équation suivante:

$$S_P - S_{P0} = \frac{x}{A + B * x} \quad (2.67)$$

Où : A, B sont les paramètres des modèles et x est la teneur en sulfate de calcium et S_{P0} est le potentiel de gonflement du sol naturel.

Cette équation a été ajustée à des données de sols argileux traités au Sulfate de Calcium et au Sulfate de Calcium combiné avec la chaux (Ch) et avec les cendres volantes (CV). Le tableau ci-après résume les valeurs des paramètres des modèles trouvés pour chaque type de traitement.

Tableau 2.5—Paramètres du modèle de gonflement libre de Mohammed and Vipulanandan (2015)

| Traitement | Propriété du sol | Paramètres des modèles | | | |
|--------------------|------------------|------------------------|-------|-------|-------|
| | | S_{P0} | A | B | R^2 |
| Sulfate de Calcium | $S_P(\%)$ | 7.0 | 0.094 | 0.065 | 0.95 |
| Sulf.+6% Ch | $S_P(\%)$ | 5.54 | 0.223 | 0.240 | 0.89 |
| Sulf.+10% de CV | $S_P(\%)$ | 5.85 | 0.181 | 0.172 | 0.91 |

2.5. Estimation des propriétés de plasticité

La littérature ne contient que peu de modèles estimant les propriétés de plasticité tels que la limite de liquidité et l'indice de plasticité des sols stabilisés par différents ajouts cimentaires. Dans ce cadre, Hudyma and Avar (2006) ont proposé un modèle qui prédit la variation de l'indice de plasticité des argiles expansives mélangées au sable. En fait, après l'ajustement de plusieurs relations empiriques proposées, les auteurs ont trouvé que la variation de l'indice de plasticité d'un mélange argile/sable est mieux décrite à l'aide d'une équation prédictive reliant ce paramètre ($PI_{\text{mélange}}$) comme variable dépendante aux indices de plasticités de l'argile expansive ($PI_{\text{Sol expansif}}$) et du sable (PI_{Sable}) et aux fractions des volumes des constituants du mélange comme variables indépendantes ($V_{\text{Sol expansif}}$ et V_{Sable}). La relation proposée prend la forme suivante:

$$PI_{\text{mélange}} = PI_{\text{sol expansif}} \times V_{\text{sol expansif}} + PI_{\text{sable}} \times V_{\text{sable}} \quad (2.68)$$

Sakr et al. (2008) ont effectué une analyse de régression multiple pour obtenir des relations prédictives des limites de liquidité et de plasticité des sols argileux améliorés par la chaux. Les équations suivantes, qui tiennent compte de la durée de cure, ont été proposées :

$$LL(\%) = 95.63 + 1.23Ch(\%) - 0.11t(\text{jours}) \quad (2.69)$$

$$PL(\%) = 63.76 + 3.62Ch(\%) - 0.44t(\text{jours}) \quad (2.70)$$

Où : LL et PL sont respectivement, les limites de liquidité et de plasticité du sol amélioré, Ch est la teneur en chaux et t est la durée de cure.

Mohammed and Vipulanandan (2015) ont quantifié les propriétés de plasticité des sols sulfatés compactés, avec et sans traitement à l'aide d'un modèle unique utilisé. Les équations (2.71) et (2.72) représentent les modèles proposés :

$$LL - LL_0 = \frac{x}{A + B * x} \quad (2.71)$$

$$PI - PI_0 = \frac{x}{A + B * x} \quad (2.72)$$

Où : A , B sont les paramètres des modèles, x est la teneur en sulfate de calcium et (LL_0 , PI_0) : la limite de liquidité et l'indice de plasticité du sol naturel. Ces équations ont été ajustées sur des données d'un sol argileux traité au Sulfate de Calcium, au Sulfate de Calcium combiné avec la chaux (Ch) et au Sulfate de Calcium combiné avec les cendres volantes (CV). Le tableau ci-après résume les valeurs des paramètres des modèles trouvés pour chaque type de traitement.

Tableau 2.6—Paramètres des modèles de plasticité de Mohammed and Vipulanandan (2015)

| Traitement | Propriété du sol (Y) | Paramètres des modèles | | | |
|--------------------|-------------------------|------------------------|-------|-------|-------|
| | | Y_0 | A | B | R^2 |
| Sulfate de Calcium | PI(%) | 19 | 0.04 | 0.06 | 0.92 |
| | LL(%) | 40 | 0.04 | 0.05 | 0.94 |
| Sulf+6% Ch | PI(%) | 15.7 | 0.085 | 0.07 | 0.95 |
| | LL(%) | 37 | 0.285 | 0.0 | 0.87 |
| Sulf+10% CV | PI(%) | 31.5 | 0.282 | 0.0 | 0.92 |
| | LL(%) | 12 | 0.079 | 0.044 | 0.94 |

Yu et al. (2017) et en utilisant une analyse multi-régression, ont établie des expressions quantitatives pour la limite de plasticité et l'indice de plasticité en termes de teneur en cendres volantes et de temps de durcissement, comme indiqué sur les figures (2.8a et 2.8b). La figure 2.8 (a) et (b) montre les résultats de comparaison entre les valeurs calculées et mesurées de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité respectivement. On remarque que les valeurs de calculées en utilisant les corrélations proposées s'accordent bien avec les valeurs mesurées pour les deux propriétés étudiées, avec des coefficients de corrélation d'environ 0.99 et 0.91 respectivement.

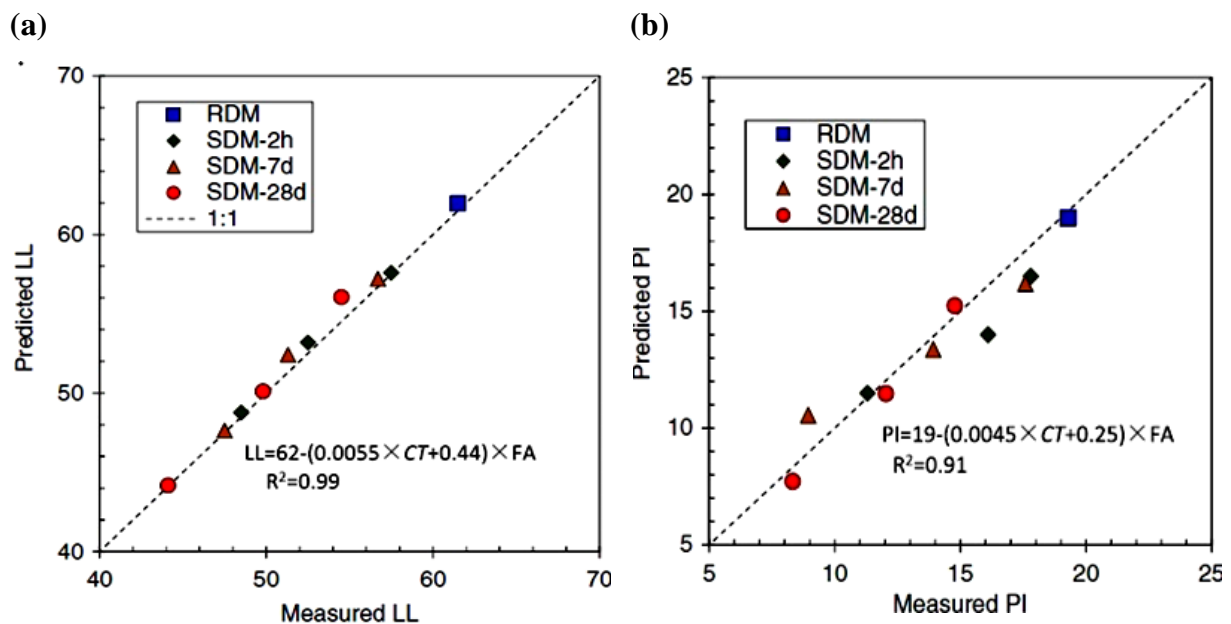


Figure 2.8- Comparaison entre les propriétés de plasticité mesurées et prédites (a) limite de liquidité (b) indice de plasticité (Yu et al. 2017)

2.6. Conclusion

Les propriétés du sol, telles que la résistance à la compression non confinée R_c et les propriétés de compactage sont très importantes pour tous les travaux d'infrastructure civil. Cependant, la détermination en laboratoire de ces propriétés est à la fois longue et coûteuse. Par conséquent, il est important de développer des équations de corrélation simples pour estimer ces propriétés en utilisant d'autres propriétés relativement faciles à déterminer. De nombreuses études antérieures, ont été effectuées dont le but principal est de proposer des méthodes d'estimation des propriétés des sols dont la procédure de détermination est fastidieuse et très longue. Dans ce chapitre, nous avons présenté un nombre important d'équations empiriques estimant les propriétés géotechniques des sols. La majorité des relations empiriques citées ont été ajustées en utilisant des bases de données relativement limitées possédants des domaines de validité réduits (très limités). De plus, les significations

statistiques de ces modèles, n'ont pas été contrôlées par des tests appropriés (t -test et F -test). Cela affecte la crédibilité des modèles proposés.

D'ailleurs, peu de modèles prédictifs ont été proposés pour évaluer le comportement des sols argileux améliorés par des ajouts cimentaires. Les quelques études publiées relatives à ce sujet, proposent des modèles en se basant sur des données statistiques relativement faibles.

Le but principal dans ce qui suit est d'élaborer des modèles empiriques estimant quelques propriétés géotechniques importantes des sols argileux, telles que les limites d'Atterberg, les paramètres de compactage, la résistance à la compression et les propriétés de gonflement, stabilisés par des ajouts cimentaires tels que les cendres volantes, la chaux et la combinaison des deux. Les modèles proposés seront ajustés en utilisant des bases de données possédant des populations statistiques importantes collectées dans la littérature. Ces modèles seront évalués grâce à des tests appropriés (t -test et F -test), validés en utilisant des données géotechniques supplémentaires.

Enfin les différents paramètres de calcul retenus dans les modèles proposés (teneurs en cendres volantes, teneur à la chaux, durée de cure,...) seront pris en compte dans l'analyse de leurs effets sur les propriétés étudiées des sols stabilisés, et cela grâce à une étude paramétrique afin de vérifier la capacité de ces modèles à évaluer les influences de ces paramètres sur les propriétés étudiées des sols stabilisés.

Chapitre 3:

ESTIMATION DES PROPRIÉTÉS DES SOLS ARGILEUX STABILISÉS PAR LES CENDRES VOLANTES

3.1. Introduction

Les cendres volantes sont considérées comme des sous-produits industriels les plus abondants et les plus polyvalents (Senol et al. 2006) lesquelles sont définies par la norme ASTM C593-06 (2011) comme étant le résidu résultant de la combustion de charbon broyé et pulvérisé. Les caractéristiques physiques et chimiques des cendres volantes varient considérablement et dépendent principalement de leur forme particulière, de la méthode de combustion et des propriétés du charbon (Rodríguez 2007). Récemment, l'utilisation de cendres volantes pour la stabilisation des sols expansifs a attiré l'attention de (Zumrawi and Mohammed 2017). Cependant, l'évaluation expérimentale de cet ajout cimentaire est souvent fastidieuse, coûteuse et prend beaucoup de temps. Pour cette raison, dans certains travaux de recherches antérieurs, des modèles empiriques ont été proposés en utilisant différentes techniques pour prédire les propriétés physico-mécaniques des sols argileux stabilisés aux cendres volantes. Le but du présent chapitre est de développer des modèles statistiques afin de prédire quelques propriétés physiques et mécaniques des sols argileux stabilisés aux cendres volantes à savoir la limite de liquidité (LL), l'indice de plasticité (PI), la résistance à la compression (R_C), le gonflement libre (GL) et les propriétés de compactage représentées par la teneur en eau optimale (w_{opt}) et la densité sèche maximale (γ_{dmax}). Dans ce cadre, une base de données a été collectée à partir de nombreux projets de recherches publiés dans la littérature pour différents types de sols stabilisés par différents teneurs en cendres volantes. Les données collectées sont utilisées pour ajuster les modèles proposés. Pour examiner les pouvoirs explicatifs des modèles proposés, des tests statistiques appropriés ont été effectués, notamment les deux tests : de Fisher (F -test) et de Student (t -test). Ensuite, la vérification de la précision des modèles proposés doit être effectuée à l'aide d'une étude de validation en utilisant des données géotechniques exclues de la base de données utilisée pour le développement des modèles proposés et également une étude paramétrique pour analyser et interpréter les effets des différents paramètres de calcul considérés dans les modèles proposés sur les propriétés étudiées.

3.2. Justification des propriétés géotechniques étudiées

Pour la plupart des projets de génie civil, le problème le plus fréquent est la présence de sols inappropriés tels que les sols organiques, les sols gypseux et les sols argileux de plasticité élevée (Gadouri et al. 2017d). Ces sols problématiques peuvent causer de sérieux problèmes pour les constructions en raison de plusieurs facteurs à savoir : la forte sensibilité à l'eau

(fraction des particules fines argileuses fortement élevée), la forte expansion liée à la présence de sulfates, la présence de matières organiques et/ou de minéraux argileux expansifs tels que la montmorillonite et l'illite... etc. En effet, selon Kolias et al. (2005), la stabilisation chimique des sols mous à l'aide des additifs minéraux tels que le ciment, la chaux et les cendres volantes a été utilisée depuis longtemps dont le but principal est de rendre ces sols capables de répondre aux exigences des projets d'ingénierie spécifiques. Cependant, certains essais géotechniques réalisés sur des sols stabilisés comme le compactage et la résistance à la compression nécessitent beaucoup de temps pour leur réalisation. Pour ces raisons, le développement de modèles statistiques est très important en vue résoudre ce problème sur la base des résultats publiés dans la littérature depuis plusieurs années.

D'une part, les propriétés géotechniques sélectionnées dans ce chapitre sont les limites d'Atterberg, la résistance à la compression, le gonflement libre et les caractéristiques de compactage des sols argileux de forte plasticité stabilisés aux cendres volantes. Ces propriétés possèdent une grande importance dans les projets de génie civil tels que les couches de formes des chaussées routières, les remblais routiers, les remblais de tranchées, les revêtements de décharge et les barrages en terre. D'autre part, le choix de ces propriétés s'est basé aussi sur la disponibilité des données publiées dans la littérature afin de développer des modèles de prédiction très efficaces, et par conséquent une réduction importante du temps et des coûts réservés aux essais expérimentaux. En fin, un grand nombre de données ont été collectées à partir de la littérature en relation avec l'utilisation des cendres volantes comme additif pour l'amélioration des sols.

Les limites d'Atterberg, qui jouent un rôle majeur dans la classification des sols argileux, sont l'une des propriétés les plus importantes utilisées pour évaluer le changement de cette classification causée par la stabilisation. Car selon la littérature, la classification des sols peut être modifiée après sa stabilisation en utilisant des additifs minéraux tels que le ciment, la chaux et les cendres volantes (Gadouri et al. 2016b). De plus, la résistance à la compression est un paramètre utilisé pour vérifier l'efficacité de la stabilisation du sol, pour évaluer l'importance des facteurs influençant sur la résistance des sols stabilisés et, parfois, pour choisir le pourcentage optimal du stabilisant. Ce paramètre est également important dans la conception des routes et en particulier pour la construction de couches de formes. En outre, les dommages dus au gonflement des sols sont très visibles dans un large éventail de structures de génie civil provoquant souvent des problèmes indésirables, tels que les tassements différentiels et le soulèvement du sol. Pour ces raisons, ces phénomènes

d'instabilité doivent être identifiés par une étude de sols qui sont susceptibles de posséder des caractéristiques de dilatation indésirables (Binal 2016). En outre, le compactage du sol est un élément essentiel du processus de construction, en particulier pour les chaussées routières. Les caractéristiques de compactage (γ_{dmax} et w_{opt}) d'un sol sélectionné à compacter doivent être déterminées afin d'assurer un compactage suffisant du sol pour soutenir les fondations des bâtiments, les routes et les passerelles (David 2007). En outre, les principales raisons du compactage du sol sont de réduire le tassement du sol, de diminuer la perméabilité du sol pour éviter l'accumulation de grandes pressions d'eau responsables des problèmes de liquéfaction ou pour retenir l'eau en cas de barrages en terre et, parfois, pour augmenter la résistance au cisaillement du sol (Jyothirmayi et al. 2015).

3.3. Collection et traitement des bases de données

Les bases de données utilisées dans cette étude ont été collectées à partir de nombreuses études en laboratoire de différents types de sols stabilisés par différentes teneurs en cendres volantes. En effet, cette étape est très importante pour l'obtention de bases de données adaptées où plusieurs facteurs ont été pris en compte tels que la classification des sols, la classe des cendres volantes utilisée et la présence de matières organiques et / ou de sulfates dans les sols. Ces facteurs peuvent affecter considérablement la qualité des bases de données collectées. Pour ces raisons, les propriétés géotechniques de nombreux sols ont été collectées à partir de nombreux travaux publiés mais seuls les sols classés comme sols argileux de haute plasticité (CH) (possédant des propriétés géotechniques naturelles et stabilisées aux cendres volantes) ont été retenus dans cette base de données.

De plus, les deux classes de cendres volantes souvent utilisées dans les travaux de stabilisation, à savoir la classe C et la classe F, ont été adoptées dans cette base de données. Parfois des sols stabilisés avec des cendres volantes dont la classe n'est pas spécifiée ont été considérés tout en assurant, le plus possible, un certain équilibre entre les différentes classes. En outre, Al-Taie et al. (2016) ont signalé que la présence de matière organique (acide humique ou fulvique) entraînait une forte diminution du pH du sol stabilisé et affectait, par conséquent, la dissolution des minéraux argileux (SiO_2 et Al_2O_3) responsables de la formation d'agents de cimentation par réactions pouzzolaniques en interaction avec le calcium. Pour cette raison, tous les sols contenant une grande quantité de matière organique ont également été éliminés des bases de données. De plus, la présence des sulfates dans les sols peut y avoir un effet important sur les propriétés géotechniques étudiées (McCarthy et al. 2012). C'est

pourquoi, les données provenant des sols contenant une teneur élevée en sulfates ont été exclues des bases de données du fait que la présence de ces composés chimiques (sulfates) peut perturber significativement l'effet des cendres volantes sur les propriétés géotechniques des sols stabilisés (McCarthy et al. 2014). Il convient de noter que toutes les bases de données construites ont été collectées et organisées en tenant compte des facteurs ci-dessus. Pour ces raisons, le développement des modèles de prédiction de la plasticité (modèles LL et PI) est basé sur 187 points de données expérimentales extraites de 29 études de recherche (Beckham and Hopkins 1997; Ouf 2001; Budi et al. 2004; Milburn and Parsons 2004; Phani Kumar and Sharma 2004; Mollamahmutoğlu et al. 2005; Turker and Cokca 2006; Hensley et al. 2007; Degirmenci et al. 2007; Zha et al. 2008; Aswani 2009; Hakari 2010; Rifa'i et al. 2010; Athanasopoulou and Kollaros 2011; Hakari and Puranik 2012; Rao and Subbarao 2012; Krishna Reddy 2013; Sivapullaiah 2013; Murugan and Vijayarangam 2014; Sivapullaiah and Jha 2014; Eqyaabal and Ambica 2015; Kang 2015; Neramitkornburi et al. 2015; Savarkundlawala 2015; Kolay and Ramesh 2016; Florez-Gongora et al. 2016; Buwa and Wayal 2016; Mohanty et al. 2016; Dissanayake et al. 2017). Le tableau 3.1 résume cette base de données.

Tableau 3.1—Données utilisées pour le développement des modèles de prédiction de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés par l'utilisation des cendres volantes.

| Source des données | Teneurs en CV (%) | Intervalle de LL (%) | Intervalle de PI (%) | Nombre de valeurs |
|------------------------------------|-------------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| Beckham and Hopkins (1997) | 0–15 | 46.0–52.0 | 23.0–26.0 | 03 |
| Ouf (2001) | 0–10 | 56.0–74.0 | 18.0–40.0 | 06 |
| Budi et al. (2004) | 0–25 | 80.0–100 | 48.7–72.2 | 05 |
| Milburn and Parsons (2004) | 0–16 | 51.0–70.0 | 22.0–45.0 | 09 |
| Phani Kumar and Sharma (2004) | 0–20 | 70.0–80.0 | 26.0–52.0 | 05 |
| Mollamahmutoğlu et al. (2005) | 0–40 | 60.0–80.0 | 38.9–53.2 | 09 |
| Turker and Cokca (2006) | 0–25 | 73.5–90.2 | 70.5–49.9 | 02 |
| Hensley et al. (2007) | 0–15 | 59.0–65.0 | 29.0–43.0 | 04 |
| Degirmenci et al. (2007) | 0–15 | 58.8–72.5 | 25.5–39.1 | 04 |
| Zha et al. (2008) | 0–15 | 52.4–59.8 | 17.3–32.2 | 06 |
| Aswani (2009) | 0–50 | 45.2–51.8 | 12.3–31.1 | 06 |
| Hakari (2010) | 0–50 | 46.0–66.0 | 22.9–37.8 | 06 |
| Rifa'i et al. (2010) | 0–30 | 74.8–82.9 | 46.0–54.5 | 05 |
| Athanasopoulou and Kollaros (2011) | 0–12 | 59.0–76.0 | 20.0–47.0 | 04 |
| Hakari and Puranik (2012) | 0–40 | 35.4–68.4 | 19.3–45.2 | 15 |
| Rao and Subbarao (2012) | 0–40 | 44.5–112 | 20.4–68.6 | 19 |
| Krishna Reddy (2013) | 0–25 | 60.8–79.3 | 31.5–47.8 | 02 |
| Sivapullaiah (2013) | 0–10 | 65.0–68.0 | 35.0–39.0 | 05 |
| Murugan and Vijayarangam (2014) | 0–40 | 38.8–53.6 | 17.8–29.2 | 05 |
| Sivapullaiah and Jha (2014) | 0–10 | 61.0–72.0 | 14.7–40.4 | 02 |
| Eqyaabal and Ambica (2015) | 0–40 | 41.0–65.0 | 24.0–34.7 | 08 |
| Kang (2015) | 0–50 | 36.2–54.7 | 13.9–22.9 | 06 |

Tableau 3.1–(Suite)

| | | | | |
|-------------------------------|------|-----------|-----------|-----|
| Neramitkornburi et al. (2015) | 0–50 | 59.1–77.1 | 27.0–44.7 | 04 |
| Savarkundlawala (2015) | 0–50 | 35.0–56.0 | 17.0–29.8 | 06 |
| Buwa and Wayal (2016) | 0–30 | 45.7–58.6 | 12.5–28.3 | 04 |
| Florez-Gongora et al. (2016) | 0–30 | 48.0–67.5 | 28.6–45.1 | 20 |
| Kolay and Ramesh (2016) | 0–50 | 61.5–75.8 | 43.6–47.4 | 06 |
| Mohanty et al. (2016) | 0–30 | 48.8–56.0 | 16.8–29.3 | 07 |
| Dissanayake et al. (2017) | 0–24 | 39.4–49.0 | 16.3–27.0 | 04 |
| Total | | | | 187 |

Cependant, les données expérimentales utilisées pour la validation des modèles de plasticité proposés ont été extraites de trois travaux de recherche (Ramadas et al. 2010; Ji-ru et Xing. 2002; Phanikumar et Suri. 2013). En outre, différentes normes ont été utilisées pour la réalisation des essais des limites d'Atterberg, à savoir: Norme ASTM (32%), Normes BIS (29%), Normes chinoises, turques et britanniques (13%) et normes non spécifiées (26%) (Figure 3.1).

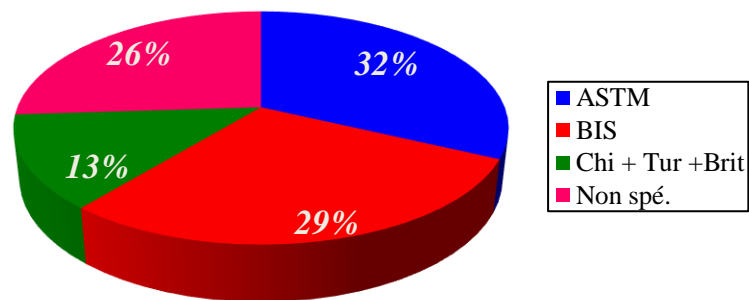


Figure 3.1–Normes utilisées pour la réalisation des tests des limites d'Atterberg.

En outre, les cendres volantes utilisées dans ces travaux, ont été classées comme suit : classe F (50%), classe C (27%) et classe non spécifiée (23%). Le modèle de résistance proposé a été élaboré en se basant sur 218 points de données expérimentales extraites de 20 projets de recherche (Indraratna 1996; Budi et al. 2004; Rodriguez 2008; Hussey et al. 2010; Sahoo et al. 2010; Hakari 2010; Rao and Subbarao 2012; Senol et al. 2012; Lin and Cerato 2012; Krishna Reddy 2013; Sivapullaiah 2013; Mahajan and Parbat 2015; Saxena and Chaurasia 2015; Rangaswamy 2016; Indrani Parimala et al. 2017). Le Tableau 3.2 récapitule la base de données utilisée dans l'élaboration du modèle de résistance. De plus, la validation du modèle de résistance a été basée sur des données expérimentales extraites de 4 articles de recherche (Phanikumar 2009; Bin-Shafique et al. 2010; Solanki and Hauk-Jegen 2016; Sharma and Hymavathi 2016).

Tableau 3.2–Données utilisées pour le développement du modèle de prédiction de la résistance en compression simple des sols argileux stabilisés par l'utilisation des cendres volantes.

| Source des données | Teneurs en CV (%) | Intervalle de Rc (kPa) | Intervalle des durées de cure (jours) | Nombre de valeurs |
|--------------------------------|-------------------|------------------------|---------------------------------------|-------------------|
| Indraratna (1996) | 0–20 | 20.0 - 57.6 | 0–56 | 04 |
| Budi et al. (2004) | 0–20 | 216.0–1043.0 | 0–28 | 17 |
| Butalia et al. (2006) | 0–15 | 206.4–517.1 | 0–07 | 04 |
| Sezer et al. (2006) | 0–20 | 215.4–1369.2 | 0–90 | 17 |
| Hoyos et al. (2006) | 0–25 | 182.9–769.1 | 0–07 | 02 |
| Degirmenci et al. (2007) | 0–15 | 278.0–605.0 | 0–02 | 04 |
| Reyes and Pando (2007) | 0–20 | 200.0–944.0 | 0–40 | 16 |
| Rodriguez (2008) | 0–20 | 199.6–1514.9 | 0–40 | 25 |
| Hussey et al. (2010) | 0–15 | 300.0–975.0 | 0–14 | 13 |
| Sahoo et al. (2010) | 0–09 | 101.0–183.0 | - | 06 |
| Hakari (2010) | 0–50 | 112.8–395.7 | 0–07 | 16 |
| Rao and Subbarao (2012) | 0–40 | 39.0–153.0 | - | 06 |
| Senol et al. (2012) | 0–15 | 174.0–454.0 | 0–07 | 04 |
| Lin and Cerato (2012) | 0–09 | 312.5–763.0 | 0–07 | 06 |
| Krishna Reddy (2013) | 0–25 | 61.0–120.0 | 0–07 | 02 |
| Sivapullaiah (2013) | 0–10 | 255.0–488.9 | 0–28 | 17 |
| Mahajan and Parbat (2015) | 0–50 | 52.4–207.0 | 0–28 | 26 |
| Saxena and Chaurasia (2015) | 0–30 | 76.0–181.5 | - | 06 |
| Rangaswamy (2016) | 0–40 | 50.0–242.0 | 0–28 | 21 |
| Indrani Parimala et al. (2017) | 0–25 | 149.1–284.4 | - | 06 |
| Total | | | | 218 |

En outre, des normes différentes ont été adoptées dans les travaux de recherche utilisés dans la calibration du modèle de résistance (Figure 3.2), à savoir : 50% (Normes ASTM), 16% (Normes BIS), 8% (Normes turques et AASHTO) et 26% dont les normes n'ont pas été spécifiées. En outre, les classes des cendres volantes utilisées dans ces études sont 42% (classe F), 42% (classe C) et 16% dont la classe n'a pas été spécifiée.

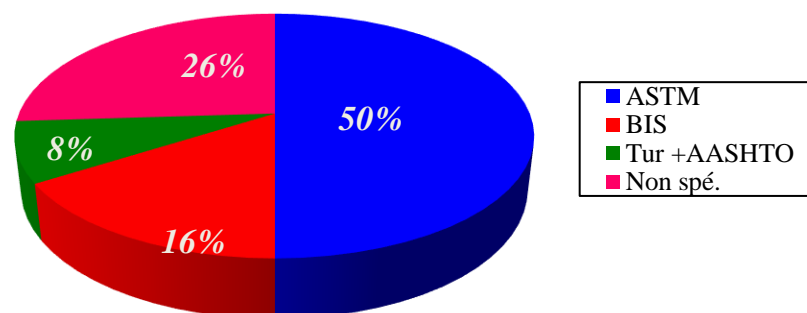


Figure 3.2 - Normes utilisées pour la réalisation de l'essai de résistance en compression simple

En ce qui concerne l'indice de gonflement libre, 118 points de données expérimentales ont été sélectionnés pour le développement du modèle de gonflement et ont été obtenus à partir de

plusieurs études (Kate 2005; Zha et al. 2008; Aswani 2009; Ramadas et al. 2010; Keshav and Mangaiarkarasi 2012; Rao and Subbarao 2012; Krishna Reddy 2013; Kalyanshetti and Thalange 2013; Savarkundlawala 2015; Eqyaabal and Ambica 2015; Hardaha et al. 2015; Mohanty et al. 2016; Pavan et al. 2016; Sharma and Hymavathi 2016; Binal 2016; Binal et al. 2016; Dutta et Saride 2016) qui sont présentés dans le Tableau 3.3.

Tableau 3.3—Données utilisées pour le développement du modèle de prédiction du gonflement libre des sols argileux stabilisés par des cendres volantes

| Source des données | Teneurs en CV (%) | GL (%) | Nombre de valeurs |
|----------------------------------|-------------------|-------------|-------------------|
| Kate (2005) | 0–20 | 375.5–115.0 | 20 |
| Zha et al. (2008) | 0–15 | 55.4–31.2 | 06 |
| Aswani (2009) | 0–25 | 66.2–22.5 | 06 |
| Ramadas et al. (2010) | 0–50 | 100.0–64.0 | 08 |
| Keshav and Mangaiarkarasi (2012) | 0–25 | 40.0–08.33 | 06 |
| Rao and Subbarao (2012) | 0–40 | 130.0–27.0 | 19 |
| Krishna Reddy (2013) | 0–25 | 110.0–53.0 | 02 |
| Kalyanshetti and Thalange (2013) | 0–40 | 140.0–71.6 | 05 |
| Savarkundlawala (2015) | 0–50 | 50.0–10.0 | 06 |
| Eqyaabal and Ambica (2015) | 0–40 | 65.0–22.2 | 08 |
| Hardaha et al. (2015) | 0–50 | 66.6–04.2 | 06 |
| Mohanty et al. (2016) | 0–30 | 60.0–08.3 | 07 |
| Pavan et al. (2016) | 0–15 | 62.5–42.4 | 04 |
| Sharma and Hymavathi (2016) | 0–25 | 16.25–05.0 | 02 |
| Binal (2016) | 0–25 | 50.0–04.2 | 04 |
| Binal et al. (2016) | 0–25 | 50.0–03.6 | 04 |
| Dutta and Saride (2016) | 0–20 | 50.0–10.0 | 05 |
| Total | | | 118 |

Pour l'étude de validation, le modèle de gonflement a été testé à l'aide de 4 articles de recherche (Phanikumar and Suri 2013; Radhakrishnan et al. 2014; Gohel et al. 2016; Buwa and Wayal 2016). D'autre part, plusieurs normes ont été utilisées dans ces études, dont 60% selon les normes BIS, 20% selon les normes ASTM, 16% selon les normes chinoises et seulement 4% en normes non spécifiées comme le montre la Figure 3.3.

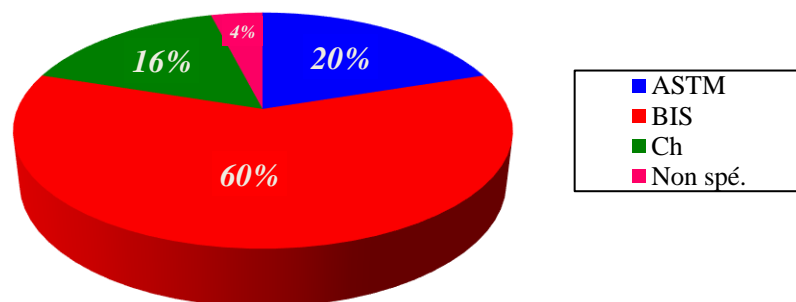


Figure 3.3 - Normes utilisées pour la réalisation de l'essai du gonflement libre

En outre, une bonne partie des cendres volantes utilisées dans ces études est de classe F (47%) avec 19% (classe C) et 34% en tant que classe non spécifiée.

Enfin, un total de 117 points de données expérimentales ont été sélectionnés pour le développement des modèles des caractéristiques de compactage extraits de nombreux travaux de recherche (Bell 1993, Misra 2000; Wattanasanticharoen 2000; Puppala et al. 2003; Budi et al. 2004; Eskioglou and Oikonomou 2008; Zha et al. 2008; Akbulut and Arasan 2010; Lin and Cerato 2012; Senol 2012; Krishna Reddy 2013; Sivapullaiah 2013; Vukićević et al. 2015; Athanasopoulou and Kollaros 2016, Sharma and Hymavathi 2016, Dutta and Saride 2016, Rangaswamy 2016; Kolay and Ramesh 2016; Saride and Dutta 2016) représentés dans le Tableau 3.4 . D'un autre côté, la validation des modèles pour la prédiction de γ_{dmax} et w_{opt} a été basée sur deux études de recherche (Sezer et al. 2006; Mir and Sridharan 2013).

Tableau 3.4—Données utilisées pour le développement des modèles pour prédire les propriétés de compactages (γ_{dmax} et w_{opt}) des sols argileux stabilisés par des cendres volantes

| Source des données | Teneurs en CV (%) | Intervalle de γ_{dmax} (kN/m ³) | Intervalle de w_{opt} (%) | Nombre de valeurs |
|------------------------------------|-------------------|--|-----------------------------|-------------------|
| Bell (1993) | 0–08 | 12.75–13.93 | 29.00–35.00 | 05 |
| Misra (2000) | 0–20 | 15.10–16.50 | 20.70–23.50 | 03 |
| Wattanasanticharoen (2000) | 0–20 | 14.35–15.51 | 22.25–28.00 | 12 |
| Puppala et al. (2003) | 0–20 | 14.40–15.50 | 22.30–28.00 | 12 |
| Budi et al. (2004) | 0–20 | 13.64–16.15 | 17.30–21.80 | 05 |
| Eskioglou and. Oikonomou (2008) | 0–15 | 14.70–16.50 | 19.00–22.00 | 10 |
| Zha et al. (2008) | 0–15 | 16.76–17.10 | 19.44–20.80 | 06 |
| Akbulut and Arasan (2010) | 0–20 | 11.70–13.60 | 28.00–40.00 | 12 |
| Lin and Cerato (2012) | 0–09 | 15.50–16.70 | 19.60–24.20 | 04 |
| Şenol (2012) | 0–15 | 12.38–13.20 | 35.80–40.85 | 03 |
| Krishna Reddy (2013) | 0–30 | 15.98–16.50 | 16.50–17.10 | 05 |
| Sivapullaiah (2013) | 0–10 | 12.80–14.50 | 27.00–30.00 | 05 |
| Vukićević et al. (2015) | 0–20 | 13.20–14.60 | 24.00–28.70 | 04 |
| Athanasopoulou and Kollaros (2016) | 0–25 | 14.05–15.71 | 21.40–26.60 | 06 |
| Sharma and Hymavathi (2016) | 0–15 | 16.48–17.16 | 16.00–17.15 | 04 |
| Dutta and Saride (2016) | 0–20 | 15.49–16.48 | 22.00–28.20 | 05 |
| Rangaswamy (2016) | 0–40 | 12.45–13.04 | 29.00–35.00 | 05 |
| Kolay and Ramesh (2016) | 0–50 | 12.75–13.44 | 30.02–35.40 | 06 |
| Saride and Dutta (2016) | 0–20 | 15.55–16.52 | 21.91–28.20 | 05 |
| Total number of data | | | | 117 |

La Figure 3.4 montre les normes suivies dans ces travaux de recherche. Les normes ASTM représentent 55%, les normes turques, chinoises, AASHTO et britanniques représentent 18% et les normes non spécifiées correspondent à 27%. Ainsi, les classes des cendres volantes utilisées dans ces travaux sont : classe F (52%), classe C (38%) et classe non spécifiée (10%).

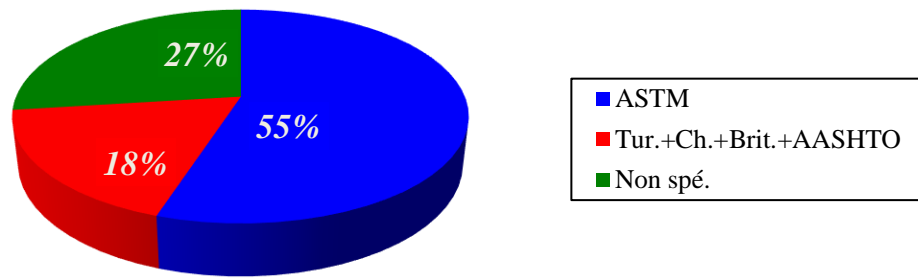


Figure 3.4 - Normes utilisées pour la réalisation des essais de compactage

Finalement, les bases de données illustrées ci-dessus ont été collectées et compilées à partir de 63 projets de recherche différents, le Tableau 3.5 résume les informations essentielles de ces bases de données.

Tableau 3.5—Résumé des bases de données utilisées dans l’ajustement des modèles prédictifs des propriétés géotechniques

| Les composants de la Base des données | Propriétés géotechniques | | | | | |
|---------------------------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|----------------|---------------------------------|------------------|
| | Limites d’Atterberg | | R _c | GL | Paramètres de compactage | |
| | LL | PI | | | γ_{dmax} | W _{opt} |
| Nombre des projets de recherche | 29 | 29 | 20 | 17 | 19 | 19 |
| Nombre des sols stabilisés | 39 | 39 | 25 | 22 | 28 | 28 |
| Nombre de points | 187 | 187 | 218 | 118 | 117 | 117 |
| Intervalle des valeurs | 35–112 (%) | 12.30–72.23 (%) | 39–1514.9 (kPa) | 3.64–375.5 (%) | 11.7–17.16 (kN/m ³) | 16–40.85 (%) |
| Teneur aux CV (%) | 0–50 | 0 - 50 | 0–50 | 0–50 | 0–50 | 0–50 |
| Périodes de cure (jours) | - | - | 0–90 | - | - | - |

3.4. Développement des modèles

Plusieurs modèles de régression ont été proposés en utilisant différentes variables afin de trouver le meilleur ajustement avec les bases de données citées ci-dessus, et cela pour prédire toutes les propriétés étudiées à savoir la limite de liquidité LL, l’indice de plasticité PI, la résistance à la compression simple R_c, le gonflement libre GL, la densité sèche maximale γ_{dmax} et la teneur en eau optimale w_{opt}. Les équations (3.1), (3.2), (3.3), (3.4), (3.5) et (3.6), résumées dans le Tableau 3.6, représentent les modèles de prédiction des propriétés étudiées. L’évaluation statistique des modèles proposés, résumée dans le Tableau 3.6, est basée sur 3 aspects : les coefficients de détermination (r^2), les tests de Fisher (F -test) et les tests de Student (t -test).

Tableau 3.6–Résumé des équations et des paramètres des modèles les mieux ajustés avec les différentes bases données considérées

| Propriétés géotechniques | Equations | Paramètre du modèle | Equations N° | Résultats du t-test | r ² | Signif. | F value | P _r | Signif. |
|--------------------------|--|--------------------------|--------------|--|----------------|---------|---------|----------------|---------|
| Limites d'Atterberg | $LL = \frac{LL_0}{(1 + \sqrt{a * CV})}$ | a=0.00133 | (3.1) | Std. Err. = .0001082 t value =12.27 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .001114 .001541 | 0.92 | Oui | 2330.86 | 0.000 | Oui |
| | | | | Std. Err. =.002189 t value =13.71 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .025693 .034332 | | | | | |
| Résistance | $R_c = \frac{R_{c0}}{[1 + \ln(a * CV + 1)]^{-[\log_{10}(b*t+1)+1]}}$ | a= 0.114 b= 0.278 | (3.3) | Std. Err. = .015133 t value =7.55 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .084398 .144033 | 0.84 | Oui | 128.86 | 0.000 | Oui |
| | | | | Std. Err. = .087201 t value =3.18 P > t =0.002 [95% Conf. Interval] .105908 .449547 | | | | | |
| Gonflemnt | $GL = GL_0 * e^{a*CV}$ | a= -0.022 | (3.4) | Std. Err. = .000991 t value =-22.68 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] -.02443 -.02050 | 0.97 | Oui | 7410.3 | 0.000 | Oui |
| Pramètres de compactage | $\gamma_{dmax} = \frac{1}{(1 + a * CV)} * \gamma_{dmax0}$ | a=0.00263 | (3.5) | Std. Err. = .0002498 t value =10.52 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .0021319 .0031213 | 0.87 | Oui | 821.20 | 0.000 | Oui |
| | | | | Std. Err. = .0005499 t value =7.03 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .002774 .004952 | | | | | |
| | $w_{opt} = (1 + a * CV) * w_{opt0}$ | a=0.00386 | (3.6) | | | | | | |

Le coefficient de détermination (r^2) est un indicateur efficace pour évaluer les modèles construits où plus la précision des modèles est élevée, plus le r^2 est élevé (proche de 1) (Jafer et al. 2016). En plus, les tests de Fisher (F -test) sont réalisés pour juger les significations globales des modèles proposés en calculant la p -value (Pr) de (F -test) pour les différents modèles proposés. Dans ce cadre, on doit choisir les modèles les plus appropriés en fonction du résultat du (F -test) (Khoury 2005; Binal 2009). A cet effet, le modèle sera rejeté lorsque la statistique (Pr) calculée (Tableau 3.6) est supérieure au seuil critique retenu α ($\alpha=0.05$ dans le présent travail). Les tests de Student (t -test) sont réalisés pour examiner l'impact des différentes variables explicatives retenues dans les modèles proposés (par exemples la teneur des cendres volantes et la durée de cure) sur les variables à expliquer (résistance à la compression, gonflement, limite de liquidité,...). En se basant sur les valeurs de (P) (voir le Tableau 3.6), ces tests indiquent si les variables explicatives retenues influencent les variables à expliquer (Binal 2009). En d'autres termes, si la teneur des cendres volantes et la durée de cure ont un effet sur la propriété étudiée ou pas.

Les résultats des analyses statistiques récapitulés dans le Tableau 3.6, indiquent que les coefficients de détermination des modèles de prévision de la limite de liquidité (LL), l'indice de plasticité (PI), le gonflement libre (GL), la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et la teneur en eau optimale (w_{opt}) des sols argileux stabilisés aux cendres volantes, sont de 0.92, 0.83, 0.97, 0.87 et 0.86, respectivement, ce qui signifie que 92%, 83%, 97%, 87% et 86% des variations de la limite de liquidité, l'indice de plasticité, le gonflement libre, la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols stabilisés, sont expliquées par la teneur des cendres volantes (CV).

Le Tableau 3.6 montre, également, que le coefficient de détermination du modèle de prévision de résistance à la compression simple (R_c) des sols argileux stabilisés aux cendres volantes, est de 0.84, cela veut dire que 84% des variations de cette propriétés sont expliquées par la teneur des cendres volantes (CV) et la durée de cure retenues comme variables explicatives. Ces résultats indiquent que les pouvoirs explicatifs des six modèles proposés sont largement satisfaisants. En d'autre part, des (F -test) de significativité globale des modèles ont été réalisés. Les résultats, tels que présentés dans le Tableau 3.6, montrent que les p -value (Pr) des (F -test) sont inférieures à 5%, ce qui signifie que les modèles proposés sont globalement significatifs. Des (t -test) ont été réalisés pour examiner l'impact des

différentes variables explicatives sur les propriétés étudiées. Ces tests ont montré que les p-value qui correspondent à la teneur aux cendres volantes ($P > |t|$) dans les modèles proposés, sont inférieures à (0.05). Ce qui implique que cette variable explicative (CV) a un impact significatif sur les variations des propriétés étudiées. Pour la résistance à la compression, les (t -test) ont montré que la durée de cure (t), retenue avec la teneur des cendres volantes comme variables explicatives à un effet significatif sur la variation de cette propriété. Chaque modèle a été évalué par une étude de comparaison entre les valeurs prédites et les données expérimentales (Figures 3.5, 3.6, 3.7 et 3.8).

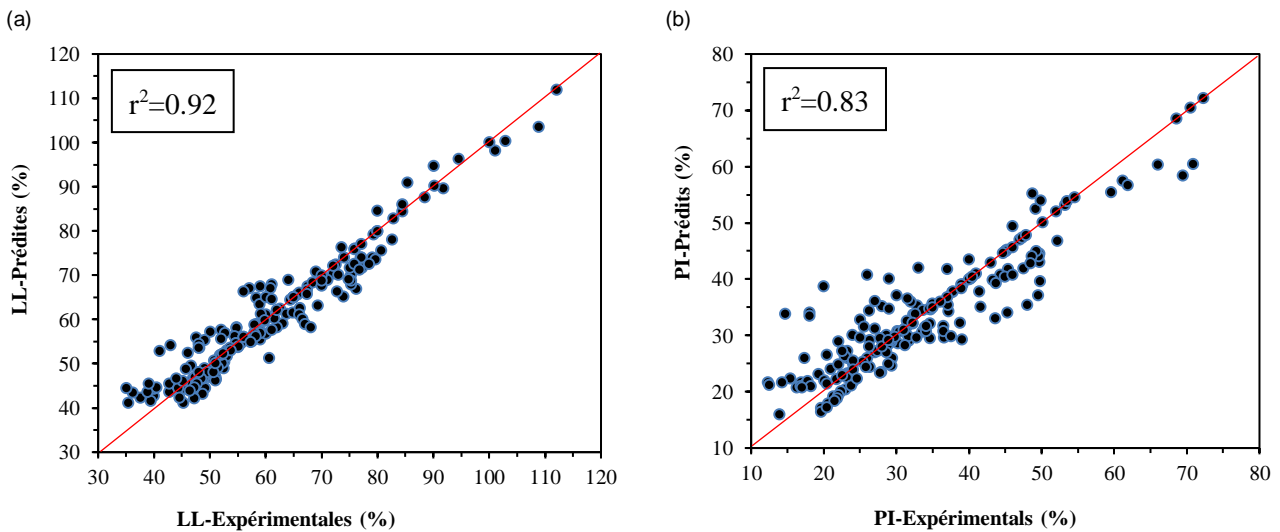


Figure 3.5- Comparaison entre les propriétés de plasticité des sols argileux stabilisés aux CV. Valeurs expérimentales et prédites :(a) Le modèle LL (b) Le modèle PI

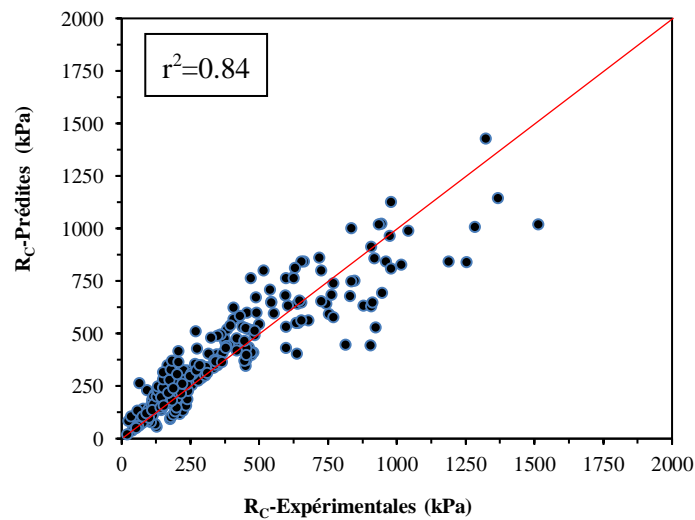


Figure 3.6- Comparaison entre les résistances à la compression des sols argileux stabilisés aux CV. Valeurs expérimentales et prédites.

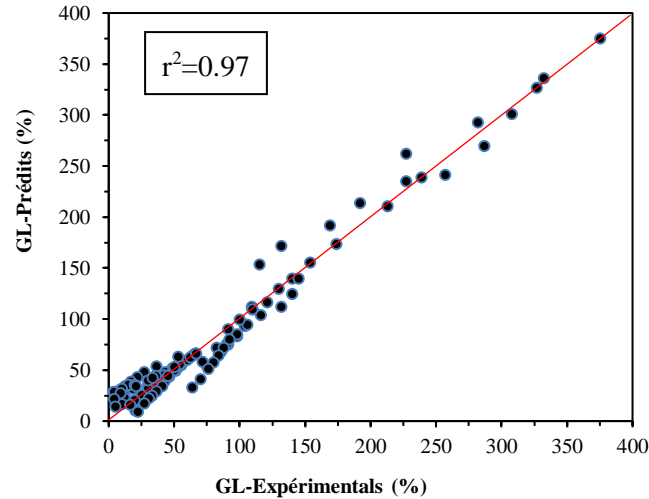


Figure 3.7- Comparaison entre les valeurs de gonflement prédites et expérimentales des sols argileux stabilisés aux CV

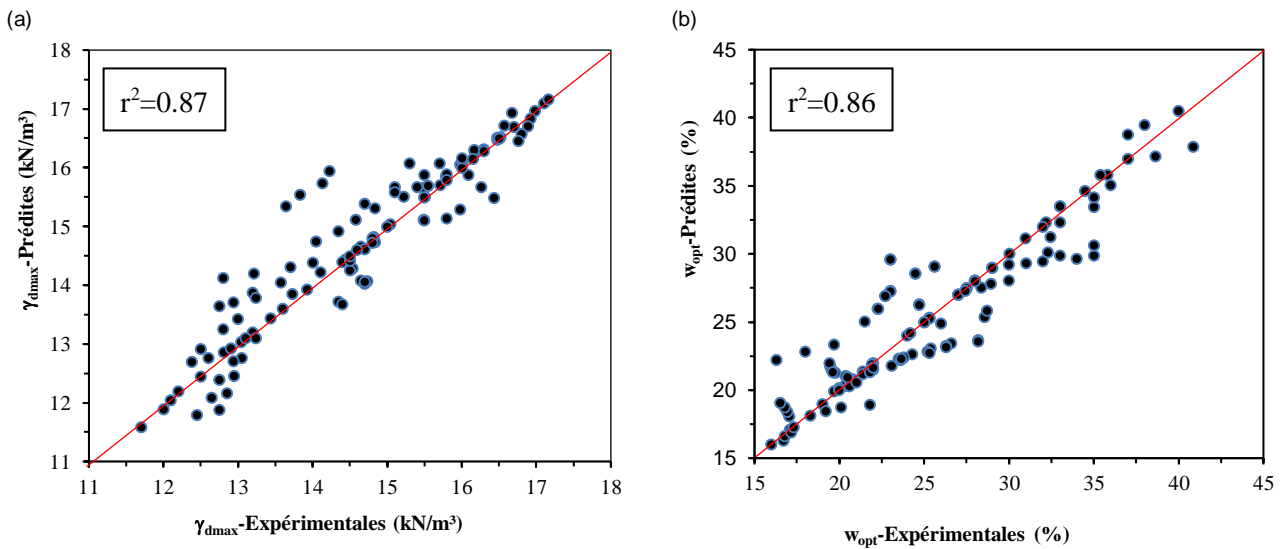


Figure 3.8- Comparaison entre les propriétés de compactage des sols argileux stabilisés aux CV.

Valeurs expérimentales et prédites : (a) Modèle γ_{dmax} (b) Modèle w_{opt}

Il est très clair d'observer que le coefficient de détermination pour toutes les propriétés étudiées indique qu'il existe de meilleures corrélations entre les paramètres d'entrées et de sorties. De plus, la prédiction de toutes les propriétés géotechniques à l'aide des modèles développés a montré de meilleures corrélations entre les résultats prédits et expérimentaux. De plus, pour tous les modèles proposés, on peut constater que les résultats prédits et expérimentaux convergent vers les lignes d'égalité et également l'évaluation comparative indique que toutes les valeurs des propriétés prédites par les modèles développés sont en concordance avec les valeurs expérimentales (Figures 3.5, 3.6, 3.7 et 3.8).

3.5. Validation des modèles

Une étude de validation a été menée pour évaluer la précision des modèles proposés, en utilisant des données géotechniques supplémentaires, extraites d'un nouvel ensemble d'études de recherche publiées. Les Figures 3.9, 3.10, 3.11 et 3.12, illustrent cette étude de validation.

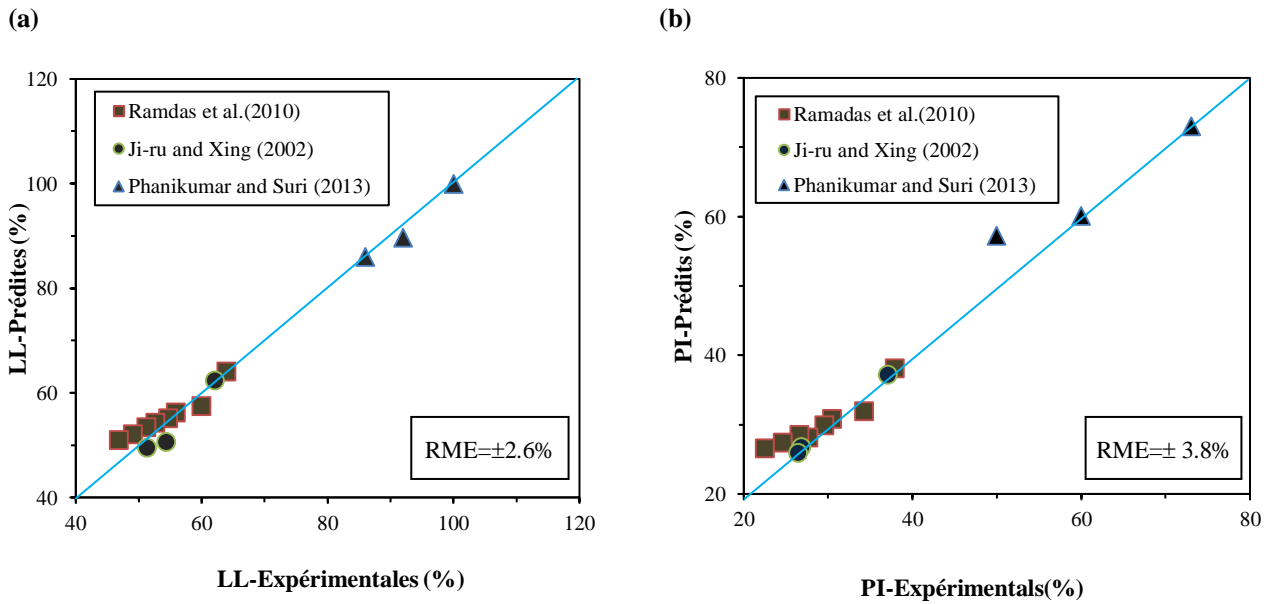


Figure 3.9–RME entre les valeurs de propriétés de plasticité expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites par (a) modèle LL (b) modèle PI

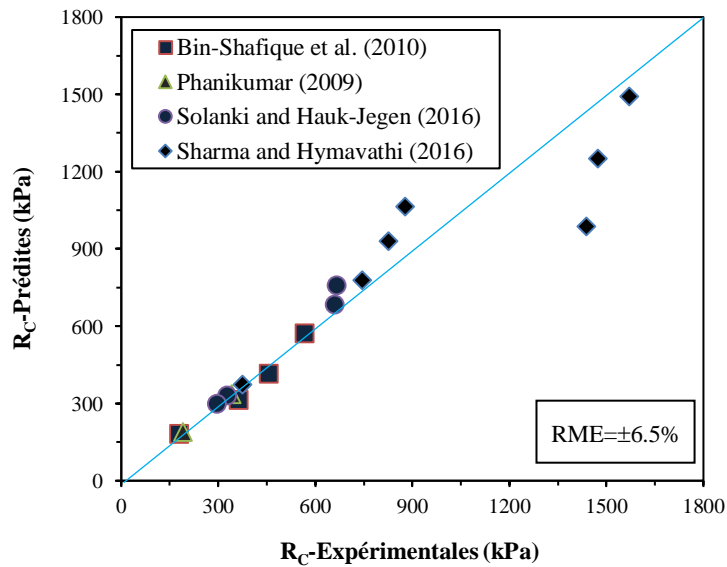


Figure 3.10–RME entre les résistances à la compression expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites par le modèle R_c

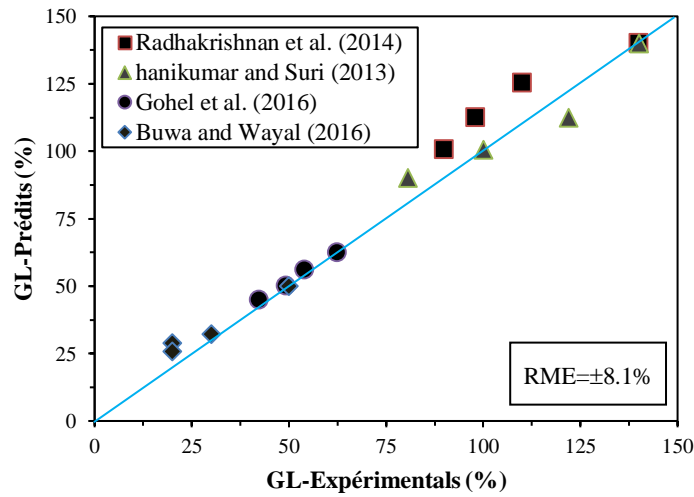


Figure 3.11—RME entre les valeurs de gonflement expérimentaux obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites par le modèle GL

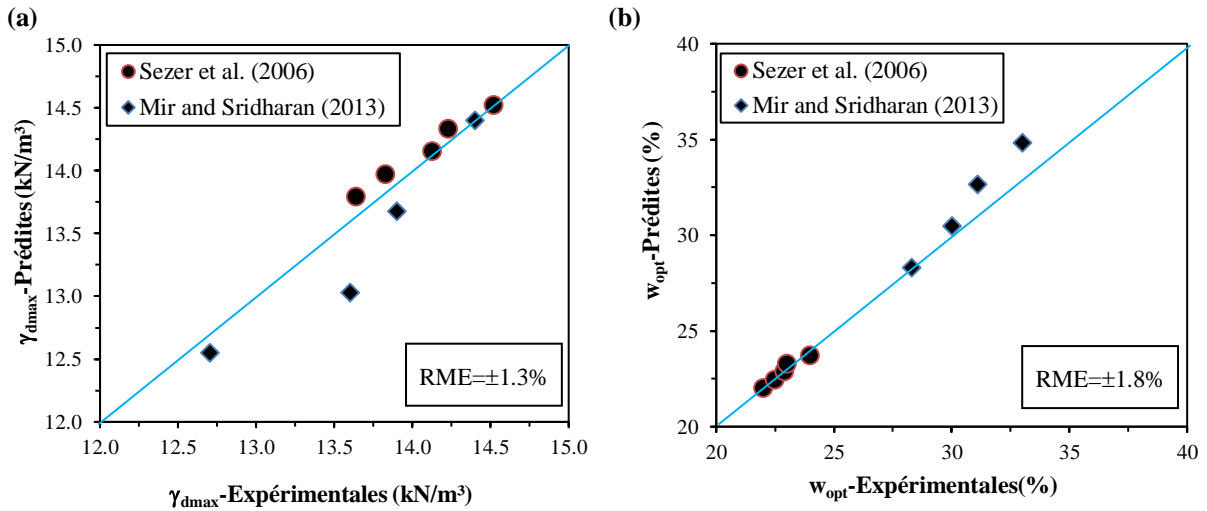


Figure 3.12—RME entre les valeurs des propriétés de compactage expérimentaux obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites par (a) Le modèle γ_{dmax} (b) Le modèle w_{opt}

Parmi les paramètres statistiques qui ont été calculés pour évaluer la précision de tous les modèles de régression, le coefficient r^2 (représenté dans le Tableau 3.6) et l'erreur moyenne relative (RME) qui est la moyenne des erreurs relatives calculées en utilisant l'équation (3.7).

$$E(\%) = \left(\frac{O_{Exp} - O_{pred}}{O_{Exp}} \right) * 100 \tag{3.7}$$

Où $E(\%)$ est l'erreur relative, O_{Exp} est la sortie de l'expérience, c'est-à-dire la valeur expérimentale de la propriété étudiée (LL, PI, Rc,...) extraite à partir des travaux de recherche collectés et puis utilisée dans l'ajustement du modèle considéré et O_{pred} est la sortie obtenue

par les modèles, c'est-à-dire la valeur correspondant à la valeur expérimentale obtenue en exécutant le modèle. En outre, tous les modèles développés ont été validés en utilisant un total de 14 points (Ramadas et al. 2010; Ji-ru and Xing 2002; Phanikumar and Suri 2013), 17 points (Phanikumar 2009; Bin-Shafique et al. 2010; Solanki and Hauk-Jegen. 2016; Sharma and Hymavathi 2016), 16 points (Phanikumar and Suri. 2013; Radhakrishnan et al. 2014; Gohel et al. 2016; Buwa and Wayal. 2016) et 9 points supplémentaires (Sezer et al. 2006; Mir and Sridharan 2013) qui n'ont pas été utilisés dans la calibrations des modèles des limites d'Atterberg (LL et PI), la résistance à la compression R_C , le gonflement libre GL et les caractéristiques de compactage (γ_{dmax} et w_{opt}), respectivement.

De faibles valeurs totales de RME ont été obtenues entre les valeurs prédites et les données expérimentales d'environ ± 2.6 , ± 3.8 , ± 6.5 , ± 8.1 , ± 1.3 et $\pm 1.8\%$, respectivement (Figures 3.9, 3.10, 3.11 et 3.12). Ces résultats montrent que les modèles proposés ont une bonne performance et peuvent être utilisés comme un outil fiable pour prédire les propriétés étudiées des sols argileux (de forte plasticité) stabilisés par des cendres volantes. En outre, il convient de noter que la validité de chaque modèle a été déterminée par sa capacité à généraliser sa prédiction au-delà des données d'apprentissage (utilisées dans l'étape de calibration). Par ailleurs, chaque modèle doit fonctionner correctement lorsqu'il est utilisé avec de nouvelles données dont les valeurs appartiennent à la plage des paramètres d'entrée utilisés dans la calibration. Ainsi, la capacité de tous les modèles proposés doit être validée en utilisant de nouvelles données provenant d'autres études non incluses dans les données d'apprentissage afin d'obtenir des modèles les mieux ajustés pouvant être utilisés pour prédire toutes les propriétés étudiées des argiles (de forte plasticité) stabilisées aux cendres volantes.

3.6. Etude paramétrique

L'étude ou l'analyse paramétrique est une étude qui tient compte de l'influence des différents paramètres sur la solution d'un problème. Dans cette section, et après l'élaboration et la validation des différents modèles, des études paramétriques ont été effectuées pour montrer les effets apportés par les différents paramètres de calcul sur les paramètres géotechniques des sols améliorés par des cendres volantes. Cette analyse paramétrique a également été réalisée afin de vérifier la capacité de ces modèles à évaluer l'effet des cendres volantes sur les limites d'Atterberg étudiées (PI, LL), la résistance a la compression R_C , le gonflement libre GL et les paramètres de compactage (w_{opt} et γ_{dmax}) des sols argileux (de haute plasticité) stabilisés par cet ajout cimentaire (CV).

3.6.1. Effet des cendres volantes sur les propriétés de plasticité

La Figure 3.13 représente les équations (3.1) et (3.2) du Tableau 3.6 en tant que résultats des changements dans la limite de liquidité et dans l'indice de plasticité des sols argileux en augmentant la teneur en cendres volantes. L'analyse paramétrique présentée sur la Figure 3.13 était basée sur trois sols argileux proposés avec des valeurs différentes de LL_0 (50, 80 et 120%) et de PI_0 (30, 50 et 70%), respectivement en tenant compte de la variation de la teneur en cendres volantes (entre 0 et 50%). Selon la littérature, l'addition des cendres volantes comme stabilisant aux sols argileux améliore leur ouvrabilité en raison de la réduction significative de la valeur de l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés (Milburn and Parsons 2004; Hakari and Puranik 2012; Florez-Gongora et al. 2016; Dissanayake et al. 2017). Sur la base des résultats prédits par les modèles de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité, il est clair d'observer que la limite de liquidité et l'indice de plasticité diminuent avec l'augmentation de la teneur aux cendres volantes. Dans ce cadre et pour un sol argileux de classe CH, le modèle de la limite de liquidité prédit que la limite de liquidité (LL) diminue de 50% à 45.9% pour l'addition de 4% de cendres volante. Ceci correspond à une réduction de 8.2%. Pour l'addition de 14% de cendres volantes, le modèle de (LL) prédit que la limite de liquidité diminue de 50% à 44%, ce qui correspond à une réduction de 12% environ (Figure 3.13 (a)).

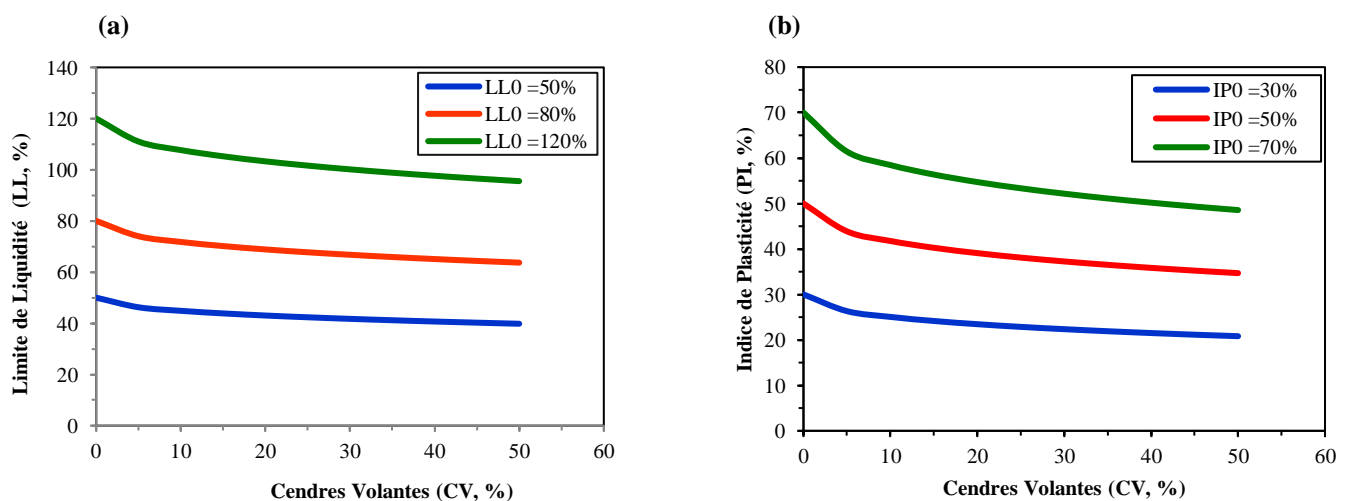


Figure 3.13—Évaluation empirique de l'effet des cendres volantes sur la plasticité des argiles stabilisées : (a) limite de liquidité (b) Indice de plasticité

D'après la figure 3.13 (b) et pour la même classe d'argile, des diminutions des valeurs de l'indice de plasticité de 30% à 26.1% et 24.4% respectivement avec l'ajout de 6 et 14% de cendres volantes ont été prédites par le modèle de l'indice de plasticité. Cela correspond à des réductions de 13.1% et de 18.7% des valeurs de cette propriété en utilisant respectivement 6

et 14% de cendres volantes. D'une part, selon Mohanty et al. (2016), ce comportement peut être attribué à la nature non plastique des cendres volantes avec une faible capacité de rétention d'eau par rapport à celle des argiles à haute plasticité. Pour cette raison, la capacité de rétention d'eau des échantillons mélangés est progressivement réduite en augmentant la teneur aux cendres volantes. D'autre part, il a été rapporté que les particules des cendres volantes absorbent des quantités élevées en eau pendant l'hydratation. Ce processus libère des ions (Ca^{2+} , Fe^{3+} , Al^{3+}) dans l'eau du mélange et augmente la conductivité électrique du mélange cendres volantes-sol-eau (Kang. 2015).

D'après l'exemple ci-dessus, il est très clair d'observer que la sensibilité de la réduction de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en cendres volantes est plus importante avec des faibles teneurs en cendres volantes qu'avec des teneurs en cendres volantes élevées. Un comportement similaire a été observé par plusieurs chercheurs en comparant leurs résultats expérimentaux aux valeurs prédites du modèle PI. Par exemple, Maneli et al. (2015) ont rapporté que l'indice de plasticité des sols argileux de type CH a diminué de 28% à 23.9 et 22.9% en utilisant respectivement 6 et 14% de cendres volantes. Ceci a prouvé que les valeurs de l'indice de plasticité diminuent respectivement de 14.6 et 18.1% lorsqu'on utilisait les mêmes teneurs en cendres volantes (6 et 14%). Le même comportement a été observé par plusieurs chercheurs (e.g., Ouf 2001; Phani Kumar and Sharma 2004; Zha et al. 2008; Krishna Reddy 2013; Mohanty et al. 2016).

3.6.2. Effet des cendres volantes sur la résistance à la compression non confinée (R_C)

Les résultats du gain de résistance à la compression en fonction de la durée de cure sont montrés sur la Figure 3.14 qui a été obtenue en traçant l'équation (3.3) donnée dans le Tableau 3.6. L'analyse paramétrique était basée sur différentes valeurs initiales de résistance R_{C0} (50, 100, 150 et 200 kPa) pour des durées de cure de (0, 7 et 28 jours) où la quantité des cendres volantes considérée varie entre 0 et 50% (Figure 3.14 (a), (b), (c) et (d)). Plusieurs chercheurs ont constaté que l'utilisation des cendres volantes comme additif aux sols argileux a amélioré leurs résistances (e.g., Wattanasanticharoen 2000; Bin-Shafique et al. 2010). Sur la base des résultats prédits par le modèle de résistance, il est évident de voir que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes et du temps de cure.

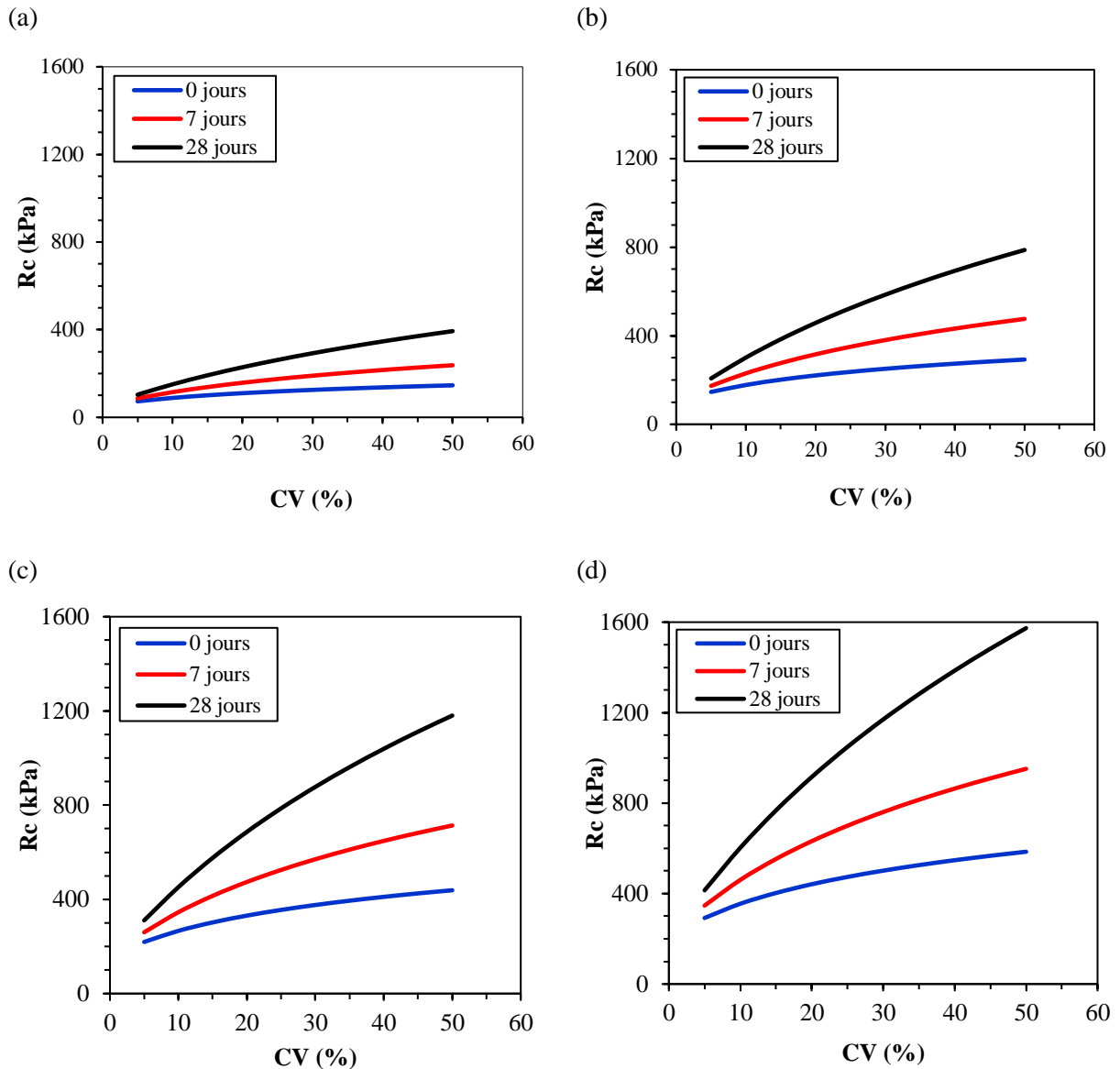


Figure 3.14—Evaluation empirique de l'effet des cendres volantes sur la résistance à la compression des argiles stabilisées pour différentes durées de cure : (a) $R_{C0} = 50$ kPa, (b) $R_{C0} = 100$ kPa, (c) $R_{C0} = 150$ kPa (d) $R_{C0} = 200$ kPa

Par exemple, pour un sol meuble ($R_{C0} = 50$ kPa) et pour un temps de cure de 90 jours, le modèle de résistance prédit une augmentation de 686% de la valeur résistance en utilisant un pourcentage de 25% de cendres volantes comme additif. Cependant, pour un sol ferme ($R_{C0} = 200$ kPa) et pour un temps de cure de 28 jours, le modèle de résistance prédit des augmentations de 86, 300 et 425% des valeurs de résistance à la compression en utilisant respectivement 4, 16 et 25% de cendres volantes (Figure 3.14 (d)). À titre de comparaison, il est clair que le gain de résistance dû à l'addition des cendres volantes est tout à fait inférieur à celui dû au temps de cure. Dans tous les cas, il convient de noter que les valeurs les plus

élevées de résistance ont été observées pendant les périodes de cure les plus longues et cela pour toutes les teneurs des cendres volantes.

Selon Sivapullaiah (2013), l'augmentation de la résistance peut s'expliquer par la liaison des particules du sol entre elles en raison de la formation d'agents de cimentation par l'ajout des cendres volantes au sol en présence d'eau. De plus, la forte augmentation de la résistance en fonction de la durée de cure dépend de la réactivité des cendres volantes et de son activité pouzzolanique qui dépend principalement de la silice réactive (SiO_2) et de la chaux libre (CaO) qui se présentent dans les cendres volantes (Sezer et al. 2006; Sharma and Hymavathi 2016).

D'autre part, il a été démontré que le pH du mélange peut être utilisé comme indicateur pour suivre le processus des réactions pouzzolaniques avec le temps de durcissement (Gadouri et al. 2017d) et par conséquent le développement de la résistance du sol avec le temps de durcissement comme mécanisme de réaction entre les particules de chaux et d'argile (Al-Taie et al. 2016). En effet, selon Al-Taie et al. (2016), deux processus opposés peuvent être observés lors de la réaction des particules de chaux et d'argile. Le premier processus est l'ionisation de la chaux au contact de l'eau pour produire des ions OH^- qui augmentent la concentration du pH du système stabilisé. Le second processus est la dissolution de la silice (en raison d'un pH élevé) qui réduit la teneur en ions OH^- et, par conséquent, la diminution de la concentration du pH dans le système stabilisé. En outre, la vitesse de dissolution de la chaux est élevée jusqu'à 7 jours, puis diminue après ce temps de durcissement. De même, le pH du système stabilisé diminue car la consommation d'ions OH^- est toujours très supérieure à celle de l'apport d'ions OH^- lors de la dissolution de la chaux. Cette diminution peut être plus élevée entre 7 et 28 jours. Ce comportement montre que l'amélioration des propriétés du sol dépend de la valeur du pH après sa réduction. Si la valeur du pH après sa réduction est supérieure ou égale à 12.3 ou 12.4, les réactions à long terme se poursuivront et, par conséquent, l'amélioration des propriétés du sol se poursuivra également. Des observations similaires ont été rapportées par plusieurs chercheurs en comparant leurs résultats expérimentaux aux valeurs prédites par le modèle de résistance. Par exemple, Athanasopoulou and Kollaros (2016) ont rapporté que la résistance à la compression des sols argileux meubles classés en argile de type CH selon la classification USCS, est passé de 80 kPa à 685 kPa en utilisant 25% des cendres volantes et après une période de cure de 90 jours. Cela reflète que la valeur de résistance a augmentée de 756%. En outre, après une durée de cure de 28 jours, la résistance à la compression simple des sols argileux classés comme CH

est passée de 295 à 555 kPa (Ouf 2001), de 295 à 1075 kPa (Parsons and Milburn 2003) et de 444 à 1993 kPa (Nicholson et al. 1994) en utilisant 4, 16 et 25% de cendres volantes, respectivement. Les résultats ci-dessus ont montrés que les valeurs de résistance ont augmenté de 88, 264 et 349% avec l'adition de 4, 16 et 25% de cendres volantes, respectivement. Plusieurs chercheurs ont observé la même tendance (e.g., Indraratna 1996; Butalia et al. 2006; Hussey et al. 2010; Rao and Subbarao 2012; Indrani Parimala et al. 2017). Selon la littérature, peu de modèles ont été développés concernant la prédiction de l'effet des cendres volantes sur les propriétés des sols et moins encore sur la résistance à la compression. Sezer et al. (2006) ont proposé une évaluation statistique qui simule le comportement des sols argileux améliorés par les cendres volantes. L'évaluation de Sezer et al. (2006) s'écrit comme suit :

$$R_C = 247.1034 + 22.2932 * CV + 7.5042 * t \quad (3.8)$$

Avec (R_C) la résistance a la compression des sols stabilisés aux cendres volantes en (kN/m^2), (CV) la teneur en cendres volantes en (%) et (t) la durée de cure en (jours). La Figure 3.15 présente une étude de comparaison entre les résultats fournis par le modèle de résistance développé dans le présent travail et l'évaluation suggéré par Sezer et al. (2006) sur la base des résultats publiés par Bin-Shafique et al. (2010), Phanikumar (2009), Solanki and Hauk-Jegen (2016) et Sharma and Hymavathi (2016) qui ont été utilisés dans les tests de validation illustrés sur la Figure 3.10.

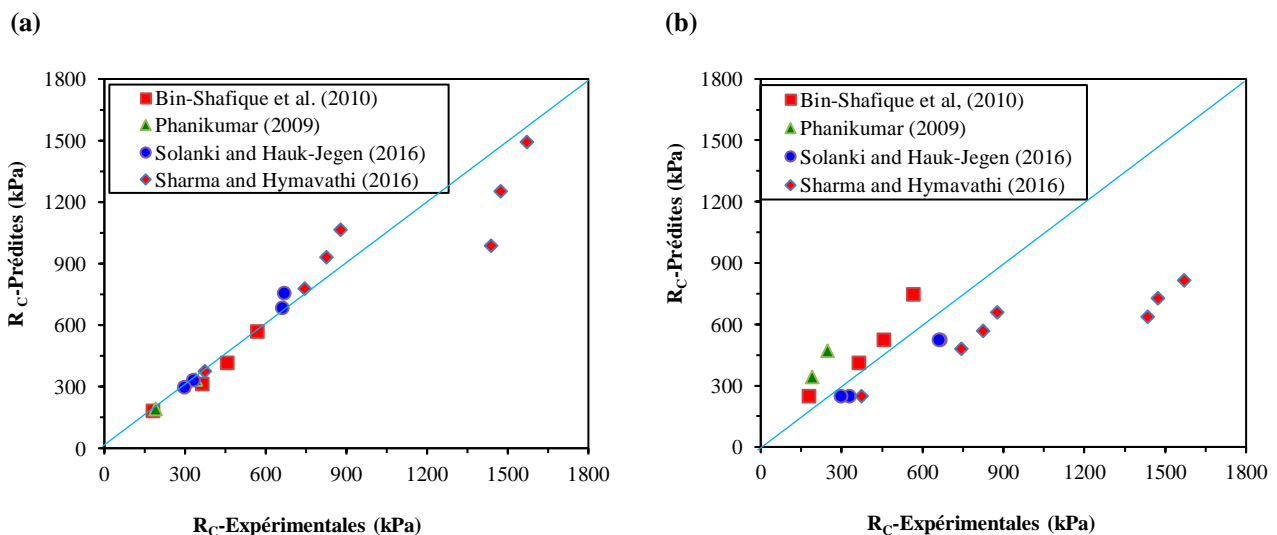


Figure 3.15—Etude comparative entre le modèle de résistance développé et celui suggéré par Sezer et al. (2006) (a) modèle développé (b) modèle de Sezer et al.(2006)

D'après la Figure 3.15, il est à constater que la plupart des résultats publiés (Bin-Shafique et al. 2010; Phanikumar 2009; Solanki and Hauk-Jegen 2016; Sharma and Hymavathi 2016) et

leurs résultats équivalents prédits par le modèle de résistance proposé dans ce travail se distribuent autour de la ligne d'égalité (1:1). Cela indique que les valeurs prédites par le modèle se rapprochent aux valeurs expérimentales fournies par ces travaux de recherche (Figure 3.15(a)). Par contre, les résultats fournis par l'équation proposée par Sezer et al. (2006) montrent une dispersion remarquable de la ligne d'égalité (Figure 3.15(b)). Cela a reflété que le modèle de résistance développé (dans le présent travail) est suffisamment précis pour être utilisé comme un outil d'estimation préliminaire de la résistance à la compression des sols argileux à haute plasticité stabilisés aux cendres volantes.

3.6.3. Effet des cendres volantes sur le gonflement libre (GL)

La Figure 3.16 illustre une analyse paramétrique effectuée pour vérifier la capacité du modèle de gonflement libre proposé, et à évaluer l'influence des cendres volantes sur ce paramètre en traçant l'équation (3.4) donnée dans le Tableau 3.6. À cet effet, trois sols expansifs ont été proposés. Le gonflement libre initial (GL_0) des sols argileux non traités étant de 50, 100 et 200%, des valeurs qui représentent des sols argileux moyennement à très expansifs. L'effet des cendres volantes a été évalué en utilisant une teneur en cendres volantes variable de 5, 10, 15, 20 et 25%.

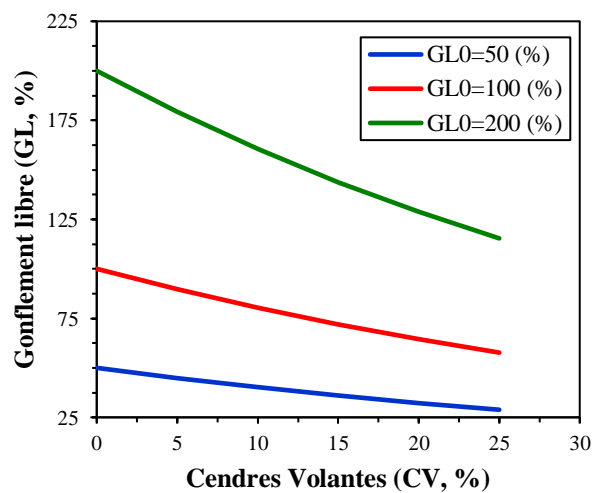


Figure 3.16—Évaluation empirique de l'effet des cendres volantes sur le gonflement libre des sols argileux, basée sur le modèle GL proposé.

Les valeurs du gonflement libre des trois sols proposés ont été significativement diminuées avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes, comme le montre les résultats prédits à partir du modèle de gonflement. Par exemple, le modèle GL prédit que le gonflement libre d'un sol argileux classé en classe d'argile CH peut diminuer de 350% à 313.5 et 251.6% avec l'addition de 5 et 15% de cendres volantes, respectivement. Ceci correspond à des réductions

de 10.4% et 28.1% des valeurs du gonflement libre du sol vierge lors de l'utilisation des quantités de cendres volantes citées au-dessus. L'application des cendres volantes aux sols expansifs peut diminuer le gonflement selon les trois manières suivantes : les cendres volantes contiennent des ions de calcium qui réduisent la charge de surface des particules d'argile (Zha et al. 2008; Zumrawi and Mohammed 2016). Les cendres volantes agissent comme un stabilisateur mécanique en remplaçant une partie du volume retenu par les particules d'argile. Les cendres volantes lient les particules du sol ensemble, ce qui empêche le gonflement (Zumrawi and Mohammed 2016).

Des résultats similaires ont été trouvés par plusieurs chercheurs confirmant ceux prédits par le modèle GL proposé. Par exemple, Indiramma and Sudharani (2017) ont trouvé que le gonflement libre des sols argileux classés comme CH a diminué de 377% à 320 et 280% en utilisant 5 et 15% des cendres volantes, respectivement. Cela représente une diminution de 15.1 et 25.7%, respectivement avec les mêmes teneurs en cendres volantes citées. Plusieurs chercheurs ont rapporté le même comportement (Kate 2005; Ramadas et al. 2010; Kalyanshetti and Thalange 2013; Mohanty et al. 2016).

3.6.4. Effet des cendres volantes sur les caractéristiques de compactage (w_{opt} et γ_{dmax})

La Figure 3.17 illustre une analyse paramétrique effectuée pour vérifier la capacité des modèles de compactage proposés et d'évaluer l'effet des cendres volantes sur les propriétés de compactage des sols argileux stabilisés en traçant les équations (3.5) et (3.6) du Tableau 3.6.

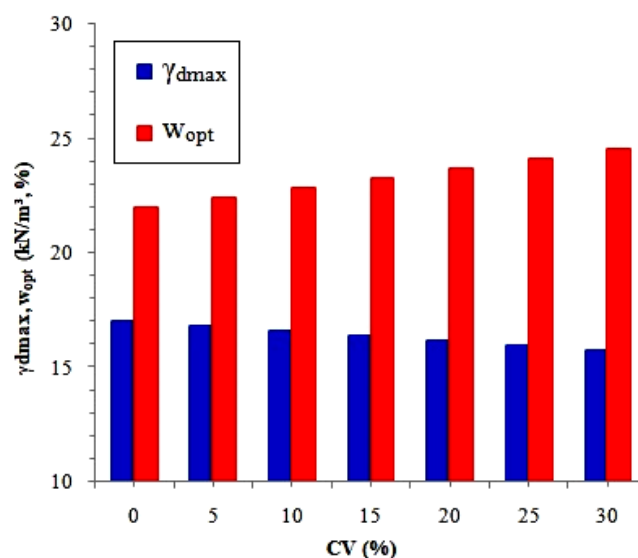


Figure 3.17—Évaluation empirique de l'effet des cendres volantes sur les paramètres de compactage des sols argileux, basée sur les équations (3.5) et (3.6).

À cet effet, nous avons supposé les caractéristiques de compactage d'un sol argileux vierge comme suit : $\gamma_{\text{dmax}0} = 17.0 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $w_{\text{opt}0} = 22.0 \%$ et différentes teneurs en cendres volantes (5, 10, 15, 20, 25 et 30%) ont été considérées pour évaluer leur effet sur ces deux propriétés. D'après la littérature, la teneur en eau optimale w_{opt} augmente et la densité sèche maximale γ_{dmax} diminue avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes (Adu-Gyamfi 2006; Akbulut and Arasan 2010; Senol 2012; Kolay and Ramesh 2016). Cette tendance a été confirmée par les deux modèles (w_{opt} et γ_{dmax}) proposés (Figure 3.17).

Par exemple, le modèle γ_{dmax} prédit que la densité sèche maximale d'une argile de classe CH diminue de 17.0 kN/m^3 à 16.4 kN/m^3 avec l'ajout de 15% de cendres volantes. Cela correspond à une réduction de 3.8% de la valeur γ_{dmax} . Cependant, le modèle w_{opt} prédit que la teneur en eau optimale du même sol augmente de 22% à 23,3% avec la même teneur aux cendres volantes (15%CV). Cela correspond à une augmentation de 5.77% de la valeur w_{opt} . La diminution de la densité sèche maximale peut être liée à la densité spécifique des cendres volantes qui est moins importante par rapport à celle du sol non traité (Sezer et al. 2006; Vickicević et al. 2015; Sharma and Hymavathi 2016; Mohanty et al. 2016). Par contre, la teneur en eau optimale du mélange sol/cendres volantes a été affectée par la teneur en eau optimale w_{opt} élevée des cendres volantes par rapport à celle du sol non traité (Rangaswamy 2016; Sharma and Hymavathi 2016). Il convient de noter que la sensibilité de la variation des caractéristiques de compactage sous l'effet des cendres volantes était plus prononcée avec la teneur en eau optimale qu'avec la densité sèche maximale.

Un comportement similaire a été constaté par plusieurs chercheurs en comparant les résultats expérimentaux à ceux prédits par les modèles densité sèche et teneur en eau proposés. Degirmenci et al. (2007), Mohanty et al. (2016) et Mollamahmutoglu et al. (2009) ont constaté que la densité sèche maximale des sols argileux de classe CH est passé de 14.0, 17.8 et $15.8 \text{ kN} / \text{m}^3$ à 13.5, 17.0 et 15.4 kN/m^3 , respectivement, en utilisant 15% de cendres volantes. Cela veut dire une diminution dans les valeurs de γ_{dmax} de 3.8, 4.5 et 2.41% lors de l'addition de cette quantité de cendres volantes. Cependant, Binal (2016) a rapporté que la teneur en eau optimale d'un sol argileux de classe CH est passée de 30% à 32.5% en utilisant 15% de cendres volantes. Cela reflète que la valeur de la teneur en eau optimale a augmenté de 7.8% en utilisant ce pourcentage de cendres volantes. Des comportements similaires ont été rapportés par plusieurs chercheurs (Misra 2000; Lin and Cerato 2012).

3.7. Conclusion

Ce chapitre a été entrepris afin de développer les modèles les mieux adaptés pour prédire quelques principales propriétés physico-mécaniques à savoir l'indice de plasticité (PI), la limite de liquidité (LL), la résistance à la compression non confinée (R_C), le gonflement libre (GL), la teneur en eau optimale (w_{opt}) et la densité sèche maximale (γ_{dmax}) des sols argileux de classe (CH) stabilisés par l'utilisation des cendres volantes. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Il a été vérifié que tous les modèles proposés avaient été ajustés et validés avec succès et les résultats obtenus ont montré que l'analyse statistique des données géotechniques était l'une des techniques les plus appropriées pour développer de nouveaux modèles statistiques pouvant nous aider à comprendre le comportement des sols à problème.
- Les résultats obtenus avec le test de Fisher (F -test) et celui de Student (t -test) ont montré que les modèles ainsi que leurs paramètres sont significatifs au seuil de 5%, ce qui indique que toutes les variables explicatives retenues dans ces modèles ont un impact sur les propriétés étudiées, et que les pouvoirs explicatifs des modèles construits sont satisfaisants, cela conduit à une meilleure prédiction des propriétés géotechniques étudiées.
- Les coefficients de détermination obtenus et les études de validation réalisées ont montré une meilleure précision de tous les modèles construits pour prédire les propriétés géotechniques étudiées (PI, LL, R_C , GL, w_{opt} et γ_{dmax}).
- Les modèles proposés ont permis d'évaluer les différents comportements complexes des sols argileux stabilisés par les cendres volantes, en particulier la sensibilité à la présence d'eaux (PI), la résistance (R_C), le gonflement (GL) et les caractéristiques de compactage (γ_{dmax} et w_{opt}).
- L'étude comparative effectuée entre les valeurs prédites et les données expérimentales a montré que les modèles construits peuvent être raisonnablement appliqués pour interpréter l'effet des cendres volantes sur les propriétés géotechniques des sols argileux et pour concevoir de nouveaux mélanges sans faire d'études expérimentales.
- En vue de quantifier les effets des différentes variables explicatives retenues dans les différents modèles, sur les propriétés étudiées, une étude paramétrique a été menée. À

la lumière des résultats théoriques obtenus, les conclusions suivantes peuvent être dégagées :

- La limite de liquidité et l'indice de plasticité des sols argileux à plasticité élevée, diminuent en augmentant la teneur aux cendres volantes
- La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes et du temps de cure.
- La valeur du gonflement libre des sols argileux diminue significativement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes.
- La teneur en eau optimale augmente et la densité sèche maximale diminue avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes.

Chapitre 4:

ESTIMATION DES PROPRIÉTÉS DES SOLS
ARGILEUX STABILISÉS À LA CHAUX

4.1. Introduction

La stabilisation chimique moyennant des additifs minéraux tels que la chaux est généralement utilisée pour améliorer les performances mécaniques des sols problématiques dans le monde entier (Harichane et al. 2012). Selon Kavak and Baykal (2012), les composés cimentaires formés lorsqu'on mélange l'argile avec de la chaux lors des réactions pouzzolaniques sont responsables de l'amélioration de la résistance et de la durabilité. L'addition de la chaux, (vive (CaO) ou hydratée (Ca (OH)₂)) aux sols problématiques réduit leurs gonflements (Afès and Didier 2000) et améliore leurs résistances (Hossain et al. 2007). La résistance à la compression non confinée (R_c), les propriétés de plasticité, les paramètres de compactage et les propriétés de gonflement des sols sont considérés parmi les propriétés de conception les plus importantes en géotechnique. Ces propriétés ont également été utilisées pour vérifier l'efficacité de la stabilisation du sol, pour évaluer l'importance des facteurs d'influence sur les propriétés des sols argileux stabilisés et pour choisir le meilleur pourcentage du stabilisant. Cependant, les sols argileux, lorsqu'ils sont traités avec de la chaux, présentent généralement une augmentation significative de la résistance influencée par le temps disponible pour le durcissement et les conditions dans lesquelles cela se produit (température et humidité) (Bell 1996; Cerato et al. 2011; Etim et al. 2017). Les sols argileux, ainsi traités, présentent aussi une diminution immédiate de l'indice de plasticité; ce qui provoque un changement immédiat dans l'ouvrabilité (Jha and Sivapullaiah 2015; Amadi and Okeiyi 2017). De plus, ils présentent un changement dans les propriétés de compactage résultant de la floculation et de l'agglomération des particules d'argile (Ola 1978 ; Jha and Sivapullaiah 2015; Etim et al. 2017) et enfin leur potentiel de gonflement diminue (Phanikumar 2009; Estabragh et al. 2013). Ces changements dans les propriétés des sols traités à la chaux, sont influencés par plusieurs facteurs tels que la quantité et les propriétés de la chaux ajoutée dont on peut citer la teneur de la chaux libre, la surface spécifique (SSA) et le pH de l'ajout. Ces changements sont influencés aussi par les propriétés du sol traité dont on peut citer la granulométrie (surtout la fraction argileuse (< 0.002 mm)), l'indice de plasticité, capacité d'échange cationique (Cation Exchange Capacity (CEC)), la teneur en sulfates et la surface spécifique du sol (Solanki 2010). Le but du présent chapitre est de développer des modèles statistiques afin de prédire les limites d'Atterberg à savoir : la limite de liquidité (LL) et l'indice de plasticité (PI), la densité sèche maximale (γ_{dmax}), la teneur en eau optimale (w_{opt}), la résistance à la compression non confinée (R_c) et la pression de gonflement (PG) des sols argileux stabilisés à la chaux, d'examiner les modèles proposés par des tests statistiques appropriés (t -test et F -test), de valider les modèles proposés, de tester la précision des

modèles à l'aide d'une étude comparative entre les valeurs prédites et les données expérimentales et enfin, d'évaluer, sur la base d'une étude paramétrique, les effets des paramètres explicatifs considérés dans les modèles, tels que la teneur en chaux et le temps de durcissement, sur les propriétés étudiées.

4.2. Justification des propriétés géotechniques étudiées

Beaucoup de chercheurs ont réalisé et publié des travaux expérimentaux dont le but principal est de comprendre et de quantifier l'effet de la chaux sur certaines propriétés importantes de sol telles que les propriétés de compactage, la résistance à la compression et le gonflement (Estabragh et al. 2013; Asgari et al. 2015; Al-Taie et al. 2016 et Bourokba Mrabent et al. 2017). Cependant, en plus du fait que les tests réalisés dans ces travaux sont très fastidieux et nécessitent beaucoup de temps et de savoir faire pour leurs réalisations, les résultats trouvés montrent que les sols étudiés dans ces travaux ne se comportent pas de la même façon vis-à-vis du traitement à la chaux. Pour ces raisons, le développement des modèles statistiques et leurs ajustements à des bases de données expérimentales s'avère un outil efficace pour tirer les conclusions et les compréhensions les plus proches de la réalité sur l'effet de la chaux sur la propriété étudiée. En fait, les propriétés géotechniques étudiées dans ce chapitre sont la limite de liquidité, l'indice de plasticité, les paramètres de compactage, la résistance à la compression et la pression de gonflement des sols argileux stabilisés à la chaux. Ces propriétés sont considérées parmi les paramètres les plus importants utilisés pour la conception des chaussées, en particulier pour la construction de routes. De plus, cette sélection était également orientée par la disponibilité des données publiées dans la littérature afin de développer des modèles qui fournissent les meilleurs ajustements avec les données collectées et pour une prédiction rapide et précise des propriétés étudiées.

4.3. Collecte et traitement des bases de données

Les bases de données utilisées dans cette étude ont été collectées à partir de nombreuses études en laboratoire publiées. Ces études ont été menées sur différents types de sols argileux stabilisés par diverses teneurs de chaux. En fait, cette étape est très importante pour obtenir une base de données appropriée où plusieurs facteurs sont pris en compte à ce stade, tels que la classification des sols et la présence de matières organiques dans les sols naturels. Ces facteurs peuvent affecter considérablement la qualité de la base de données collectée ainsi que le fonctionnement du modèle proposé. Pour ces raisons, de nombreux résultats ont été recueillis dans de nombreux travaux antérieurs, mais seuls les résultats des sols, dont la

majorité sont classés comme sols argileux de plasticité élevée ou moyenne (CH, CL), ont été considérés dans notre base de données.

De plus, certains chercheurs (Al-Taie et al. 2016) ont signalé que la présence de matières organiques (acide humique ou acide fulvique) entraînait une diminution importante du pH du sol stabilisé à la chaux et affectait par conséquent la dissolution des minéraux argileux (SiO_2 et Al_2O_3) responsables de la formation des agents de cimentation par des réactions pouzzolaniques. Pour cette raison, tous les sols contenant une grande quantité de matière organique n'ont pas été pris en compte dans cette étude. En outre, il convient de noter que les bases de données construites ont été collectées en tenant compte des facteurs ci-dessus. Dans ce cadre et pour l'ajustement des modèles d'estimation des propriétés de plasticité à savoir la limite de liquidité (LL) et l'indice de plasticité (PI), une base de données a été collectée possédant 353 paires de points obtenus à partir de 49 études de recherche publiées. Plusieurs critères ont été respectés dans le choix des travaux de recherche considérés dans cette base de données tels que le type de sol stabilisé. Seuls les sols argileux, en général de classe CL ou CH selon la classification USCS, traités à la chaux (vive ou hydratée) ont été pris en considération. Les autres critères considérés sont la présence ou non d'un taux élevé de matière organique dans le sol vierge (non traité) et la disponibilité ou non de quelques propriétés des sols naturels telles que la limite de liquidité et l'indice de plasticité du sol vierge (LL_0 et PI_0), le pH et les propriétés granulométriques notamment la fraction argileuse (FC). Pour ces raisons, les données utilisées dans l'ajustement des modèles de plasticité ont été compilées à partir des travaux de plusieurs chercheurs (Gallaway and Buchanan 1951; Laguros et al. 1962; Wang et al. 1963; Laguros 1965; Thompson 1967; Neubauer and Thompson 1972; Suddath 1973; Dunlap et al. 1975; Townsend 1979; Indraratna 1996; Petry 2001; de Brito Galvão et al. 2004; Al-Rawas et al. 2005; Ismaiel 2006; Guney 2007; Kavak and Akyarli 2007; Manasseh and Olufemi 2008; Ramakrishna and Pradeepkumar 2008; Odai 2009; Saride et al. 2010; Cerato et al. 2011; Moayed et al. 2011; Portelinha et al. 2012; Bhuvaneshwari et al. 2013; Estabragh et al. 2013; Ismaiel and Badry 2013; Saride et al. 2013; Thyagaraj and Zodinanga 2013; Anitha and Benny 2014; Al-Taie et al. 2015; Castelló 2015; Fattah et al. 2015; Kichou 2015; Al-Swaidani et al. 2016; Al-Taie et al. 2016; Consoli et al. 2016; James and Pandian 2016; Kavak and Bilgen 2016; Firoozfar and Khosroshiri 2017; Jahandari 2017; Khazaei and Moayed 2017; Maafi et al. 2017; Morais et al. 2017; Naveena et al. 2017; Bessaim et al. 2018; Cheng et al. 2018; Haratian 2018; Türköz et al. 2018; Zhu et al. 2018). Le tableau 4.1 résume quelques informations importantes concernant ces travaux de recherche.

Tableau 4.1-Données utilisées pour le développement des modèles pour prédire la limite de liquidité et l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés par l'utilisation de la chaux

| Source des données | Teneurs Ch (%) | Intervalle de LL (%) | Intervalle de PI (%) | Teneur en argile (%) | pH du sol Naturel | Nombre de valeurs |
|-------------------------------------|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|
| Gallaway and Buchanan (1951) | 0-10 | 57.3-70.2 | 18.3-47.6 | 56.2 | 8.2 | 06 |
| Laguros et al. (1962) | 0-06 | 60.6-33;0 | 10.0-27.0 | 21.0 | 7.8 | 04 |
| Wang et al. (1963) | 0-10 | 53.0-68.0 | 14.0-45.0 | 60.4 | 7.1 | 05 |
| Laguros (1965) | 0-06 | 30.0-65.0 | 15.0-47.0 | 40.0 | 8.2 | 02 |
| Thompson (1967) | 0-07 | 24.5-58.5 | 04.6-35.7 | 17.0-65.0 | 5.5-9.0 | 48 |
| Neubauer and Thompson (1972) | 0-02 | 39.0-35.0 | 10.0-15.0 | 24.0 | 5.9 | 02 |
| Suddath (1973) | 0-8 | 38.0-66.0 | 11.0-37.0 | 15.0-25.0 | 6.5-8.2 | 09 |
| Dunlap et al. (1975) | 0-12 | 33.7-74.9 | 08.1-43.3 | 37.0-73.0 | 2.3-7.5 | 36 |
| Townsend (1979) | 0-08 | 49.6-95.1 | 10.2-64.5 | 33.8-50.0 | 7.0-8.5 | 12 |
| Indraratna (1996) | 0-06 | 30.5-38.1 | 05.1-18.4 | 42.5 | 4.78 | 07 |
| Petry (2001) | 0-10 | 52.0-64.0 | 17.0-31.0 | 43.0 | 7.3 | 06 |
| de Brito Galvão et al. (2004) | 0-08 | 35.0-58.0 | 13.0-28;0 | 20.0-67;0 | 5.5-6.9 | 10 |
| Al-Rawas et al. (2005) | 0-09 | 50.0-60.0 | 09.0-25.0 | 20.0 | 9.2 | 04 |
| Ismaiel (2006) | 0-8.5 | 50.0-87.9 | 11.9-32.9 | 5.9-47.4 | 2.6-7.5 | 11 |
| Guney (2007) | 0-06 | 103.0-115.0 | 53.0-70.0 | 75.0 | 7.6 | 03 |
| Kavak and Akyarli (2007) | 0-06 | 49.0-71.0 | 01.0-34.0 | 23.0-34.0 | 7.7-7.8 | 12 |
| Manasseh and Olufemi (2008) | 0-14 | 59.8-72.0 | 18.45-45.0 | 35.0 | 6.8 | 08 |
| Ramakrishna and Pradeepkumar (2008) | 0-10 | 53.8-64.9 | 09.9-36.0 | 55.9 | 8.1 | 06 |
| Odai (2009) | 0-10 | 42.4-62.3 | 01.5-38.6 | 34.0 | 8.7 | 06 |
| Saride et al. (2010) | 0-06 | 30.0-60.0 | 08.0-38.0 | 25.1-51.1 | 5-8.5 | 04 |
| Cerato et al. (2011) | 0-05 | 36.7-66.9 | 08.0-44.1 | 27.5-62.1 | 7.6-9.3 | 26 |
| Moayed et al. (2011) | 0-06 | 33.8-41.0 | 03.1-19.0 | 39.0 | 7.8 | 04 |
| Portelinha et al. (2012) | 0-03 | 65.1-73.4 | 22.0-32.6 | 66.0 | 6.7 | 04 |
| Bhuvaneshwari et al. (2013) | 0-06 | 64.0-80.0 | 20.5-48.0 | 75.0 | 8.0 | 04 |
| Estabragh et al. (2013) | 0-10 | 67.5-88.0 | 27.5-57.0 | 49.0 | 8.2 | 03 |
| Ismaiel and Badry (2013) | 0-05 | 61.0-91.6 | 05.2-29.8 | 37.7 | 8.7 | 02 |
| Saride et al. (2013) | 0-06 | 28.0-30.0 | 09.0-12.0 | 26.0 | 8.5 | 02 |
| Thyagaraj and Zodinanga (2013) | 0-22.5 | 76.0-45.6 | 01.0-48.0 | 65.0 | 8.02 | 06 |
| Anitha and Benny (2014) | 0-06 | 155.6-166.5 | 97.2-103.8 | 50.0 | 7.71 | 03 |
| Al-Taie et al. (2015) | 0-08 | 62.2-73.7 | 22.9-50.5 | 53.0 | 8.4 | 06 |
| Castelló (2015) | 0-03 | 50.0-67.0 | 09.1-36.2 | 68.0 | 9.3 | 03 |
| Fattah et al. (2015) | 0-06 | 40.0-46.0 | 21.0-26.0 | 34.0 | 9.3 | 04 |
| Kichou (2015) | 0-06 | 73.5-89.6 | 35.5-47.4 | 51.0 | 7.1 | 03 |
| Al-Swaidani et al. (2016) | 0-08 | 58.8-49.9 | 05.8-28.8 | 5.0 | 8.0 | 03 |
| Al-Taie et al. (2016) | 0-08 | 62.1-73.7 | 23.0-50.5 | 48.0 | 8.4 | 06 |
| Consoli et al. (2016) | 0-08 | 40.6-56.2 | 13.8-36.2 | 34.0 | 8.3 | 09 |
| James and Pandian (2016) | 0-07 | 49.0-68.0 | 12.4-41.0 | 37.0 | 6.5 | 04 |
| Kavak and Bilgen (2016) | 0-04 | 63.3-70.0 | 16.4-35.0 | 36.0 | 7.7 | 04 |
| Firoozfar and Khosroshiri (2017) | 0-06 | 30.6-32.0 | 07.9-13.0 | 32.0 | 7.8 | 04 |
| Jahandari (2017) | 0-08 | 33.0-36.9 | 01.8-8.0 | 16.5 | 8.2 | 05 |
| Khazaei and Moayed (2017) | 0-12 | 97.0-130.5 | 30.5-32.0 | 22.5 | 7.4 | 06 |
| Maafi et al. (2017) | 0-07 | 41.5-45.6 | 04.2-13.4 | 04.3 | 11.2 | 05 |
| Morais et al. (2017) | 0-07 | 53.9-60.3 | 11.8-29.7 | 61.0 | 4.82 | 04 |

Tableau 4.1–(Suite)

| | | | | | | |
|-----------------------|------|-----------|-----------|-----------|---------|-----|
| Naveena et al. (2017) | 0-09 | 61.2-72.0 | 09.1-31.0 | 52.7 | 8.9 | 05 |
| Bessaim et al. (2018) | 0-08 | 34.0-44.0 | 10.6-21.0 | 25.0-40.0 | 8.4-8.9 | 10 |
| Cheng et al. (2018) | 0-09 | 57.4-68.2 | 08.7-30.2 | 52.0 | 8.1 | 05 |
| Haratian (2018) | 0-06 | 33.8-41.0 | 02.7-19.0 | 40.0 | 7.8 | 04 |
| Türköz et al. (2018) | 0-03 | 68.0-69.0 | 14.8-37.0 | 33.0 | 8.5 | 02 |
| Zhu et al. (2018) | 0-11 | 39.4-44.0 | 13.6-17.9 | 41.8 | 8.9 | 06 |
| Totale | | | | | | 353 |

Pour la validation des modèles de plasticité proposés, 15 points de données expérimentales ont été utilisés. Ils ont été extraits de trois travaux de recherche supplémentaires (Mamatha and Dinesh 2017; Baldovino et al. 2018 et James and Pandian 2018).

Différentes normes ont été adoptées dans les travaux de recherche dans le tableau 4.1 pour effectuer les essais de plasticité, à savoir: norme Américaine ASTM (51%), normes Chinoise (CNS), Brésilienne (NBR), Britannique (BS), Australienne (AS), Indienne (IS), etc. (37%) et normes non spécifiées (12%), comme l'illustrent la figure 4.1.

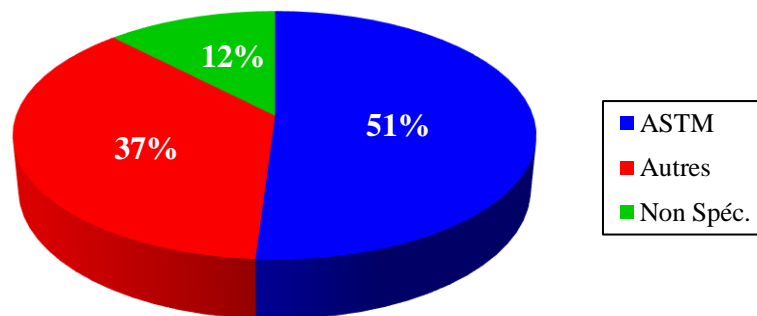


Figure 4.1– Normes utilisées pour la réalisation des tests de plasticité

Pour l'ajustement des modèles d'estimation des propriétés de compactage à savoir la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et la teneur en eau optimale (w_{opt}), une base de données a été collectée possédant 530 paires de points obtenus à partir de 98 études de recherche publiées. Des critères, presque similaires à ceux adoptés pour le cas des propriétés de plasticité, ont été respectés dans le choix des travaux de recherche considérés dans cette base de données, tels que le type de sol stabilisé dont seuls les sols argileux, en général de classe CL ou CH selon la classification USCS, ont été pris en considération. Les autres critères considérés sont la présence ou non de la matière organique dans le sol vierge (non traité) et la disponibilité ou non des propriétés des sols naturels. Finalement, les données utilisées dans l'ajustement des modèles de compactage ont été compilées des travaux de plusieurs chercheurs (Townsend and

Klym 1966; Neubauer and Thompson 1972; Parasade 1972; Harty and Thompson 1973; Ola 1977; Ola 1978; Townsend 1979; Medhani 1982; Bhattacharya and Pandey 1986; Danyluk 1986; Hopkins and Allen 1986; Rahman 1986; Petry and Lee 1988; Tehrani 1988; Osula 1991; Bell 1993; Nicholson et al. 1994; Bell 1996; Indraratna 1996; Osula 1996; Achampong et al. 1997; Beckham and Hopkins 1997; Wild et al. 1998; Kinuthia et al. 1999; El sherief and Mohammad 2000; Gay and Schad 2000; Pinero 2000; Qubain et al. 2000; Shahjahan 2001; Bhattacharja and Bhattya. 2003; Tingle and Santoni.2003; Milburn and Parsons 2004; Amu et al. 2005; Ismaiel 2006; Khattab and Al-Taie 2006; Nalbantoglu 2006; Osinubi 2006; Osinubi and Nwaiwu 2006; Guney et al. 2007; hossain et al. 2007; Kavak and Akyarli 2007; Kumar et al. 2007; Alhassan 2008; Khattab et al. 2008; Manasseh and Olufemi 2008; Zha et al. 2008; Bozbey and Garaisayev 2010; hossain et al. 2011; Abdi 2011; Ne'aimi and Hussain 2011; Athanasopoulou and Kollaros 2011; Behak 2011; Harichane et al. 2011; Solanki et al. 2011; Abd El-Aziz et al. 2012; Portelinha et al. 2012; Sabat 2012; Cochran and Ramanujam 2012; Abass 2013; Bhuvaneshwari et al. 2013; Estabragh et al. 2013; Ramlakhan et al. 2013; Solanki and Zaman 2013; Talluri et al. 2013; Wang et al. 2013; Wubshet 2013; Zoubir et al. 2013; Estabragh et al. 2014; Ghanbari et al. 2014; Kumar et al. 2014; Rahman 2014; Samantasinghar 2014; Zumrawi and Hamza 2014; Asgari et al. 2015; Jha and Sivapullaiah 2015; Kechouane and Nechnech 2015; Marcon et al. 2015; Naeini et al. 2015; Önal 2015; Schanz and Elsayy 2015; Ural 2015; Athanasopoulou and Kollaros 2016; Elkady 2016; Garzón et al. 2016; Guamán Iler 2016; Kavak and Bilgen 2016; Saeed and Atemimi 2016; El Shinawi 2017; Firoozfar and Khosroshiri 2017; Harish 2017; Mamatha and Dinesh 2017; Moghal et al. 2017; Negawo 2017; Pakbaz and Keshani 2017; Ismeik and Shaqour 2018; Shankar et al. 2018; Sharma et al. 2018 et Suaryana and Fransisko 2018). Le tableau 4.2 résume quelques informations importantes concernant ces travaux de recherche.

Tableau 4.2–Données utilisées pour le développement des modèles pour prédire la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols argileux stabilisés à la chaux

| Source des données | Teneurs de la Chaux (%) | Intervalle de γ_{dmax} (kN/m ³) | Intervalle de w_{opt} (%) | Nombre de valeurs |
|------------------------------|-------------------------|--|-----------------------------|-------------------|
| Townsend and Klym (1966) | 0-05 | 12.63-15.94 | 18.00-35.00 | 10 |
| Neubauer and Thompson (1972) | 0-04 | 14.94-16.61 | 16.92-24.00 | 08 |
| Parasade (1972) | 0-08 | 13.85-15.69 | 23.00-26.04 | 05 |
| Harty and Thompson (1973) | 0-15 | 12.33-18.22 | 14.50-39.50 | 34 |
| Ola (1977) | 0-10 | 15.88-17.42 | 17.07-22.68 | 12 |
| Ola (1978) | 0-09 | 12.64-13.86 | 27.00-36.06 | 04 |
| Townsend (1979) | 0-08 | 11.47-14.09 | 28.30-37.50 | 12 |
| Medhani (1982) | 0-09 | 14.89-15.87 | 18.40-21.30 | 04 |

Tableau 4.2–(Suite)

| | | | | |
|------------------------------------|--------|-------------|-------------|----|
| Bhattacharya and Pandey (1986) | 0-05 | 18.34-19.07 | 11.50-14.96 | 08 |
| Danyluk (1986) | 0-15 | 12.08-12.43 | 29.0-33.20 | 04 |
| Hopkins and Allen (1986) | 0-06 | 13.64-15.49 | 14.30-31.30 | 06 |
| Rahman (1986) | 0-12 | 14.46-15.30 | 21.75-24.80 | 07 |
| Petry and Lee (1988) | 0-6.17 | 13.16-15.21 | 25.77-22.40 | 02 |
| Tehrani (1988) | 0-04 | 16.87-18.24 | 13.00-15.20 | 04 |
| Osula (1991) | 0-03 | 16.75-17.70 | 16.00-18.43 | 04 |
| Bell (1993) | 0-08 | 10.79-17.75 | 18.00-36.00 | 17 |
| Nicholson et al. (1994) | 0-07 | 16.16-16.77 | 19.92-23.95 | 04 |
| Bell (1996) | 0-4 | 15.69-16.18 | 22.00-25.00 | 02 |
| Indraratna (1996) | 0-10 | 16.40-17.94 | 15.45-19.98 | 05 |
| Osula (1996) | 0-03 | 16.84-17.95 | 15.85-17.88 | 04 |
| Achampong et al. (1997) | 0-06 | 14.28-15.85 | 24.00-30.00 | 08 |
| Beckham and Hopkins (1997) | 0-05 | 15.69-16.20 | 18.88-21.66 | 02 |
| Wild et al. (1998) | 0-06 | 13.83-15.40 | 22.00-30.00 | 04 |
| Kinuthia et al. (1999) | 0-20 | 14.12-15.16 | 24.00-28.00 | 04 |
| El sherief and Mohammad (2000) | 0-04 | 13.42-15.61 | 16.30-25.90 | 12 |
| Gay and Schad (2000) | 0-08 | 14.59-15.98 | 21.70-27.89 | 05 |
| Pinero (2000) | 0-20 | 14.12-16.42 | 21.00-27.00 | 04 |
| Qubain et al. (2000) | 0-05 | 16.97-16.97 | 15.10-17.70 | 02 |
| Shahjahan (2001) | 0-07 | 15.18-17.33 | 18.40-27.46 | 12 |
| Bhattacharja and Bhattay (2003) | 0-06 | 13.84-15.87 | 17.00-31.00 | 06 |
| Tingle and Santoni (2003) | 0-07 | 14.36-15.65 | 22.40-23.60 | 04 |
| Milburn and Parsons (2004) | 0-04 | 13.49-16.48 | 20.00-26.00 | 06 |
| Amu et al. (2005) | 0-07 | 14.55-14.79 | 21.20-22.75 | 02 |
| Ismaiel (2006) | 0-8.5 | 12.98-14.17 | 25.20-34.82 | 04 |
| Khatab and Al-Taie (2006) | 0-06 | 14.90-16.00 | 19.00-24.00 | 04 |
| Nalbantoglu (2006) | 0-07 | 15.49-16.20 | 20.50-22.50 | 04 |
| Osinubi (2006) | 0-08 | 15.41-15.99 | 19.20-20.96 | 05 |
| Osinubi and Nwaiwu (2006) | 0-08 | 17.65-18.54 | 15.70-18.30 | 04 |
| Guney et al. (2007) | 0-06 | 11.20-14.00 | 30.00-44.00 | 09 |
| hossain et al. (2007) | 0-04 | 15.59-16.22 | 21.50-23.80 | 06 |
| Kavak and Akyarli (2007) | 0-05 | 14.60-15.51 | 20.00-26.00 | 04 |
| Kumar et al. (2007) | 0-10 | 12.23-12.94 | 29.40-37.91 | 06 |
| Alhassan (2008) | 0-08 | 17.06-17.75 | 15.50-17.97 | 05 |
| Khatab et al. (2008) | 0-06 | 14.95-16.90 | 18.10-22.69 | 04 |
| Manasseh and Olufemi (2008) | 0-14 | 13.24-14.81 | 22.00-26.50 | 08 |
| Zha et al. (2008) | 0-03 | 16.64-16.77 | 19.94-20.80 | 04 |
| Bozbey and Garaisayev (2010) | 0-09 | 12.18-13.56 | 33.27-44.82 | 04 |
| hossain (2010) | 0-04 | 15.82-16.22 | 22.02-23.68 | 03 |
| Abdi (2011) | 0-05 | 16.19-16.58 | 21.00-23.00 | 04 |
| Ne'aimi and Hussain (2011) | 0-08 | 15.33-15.90 | 21.17-22.26 | 04 |
| Athanasopoulou and Kollaros (2011) | 0-08 | 14.48-16.74 | 17.80-28.10 | 04 |
| Behak (2011) | 0-05 | 16.84-17.27 | 15.00-16.00 | 03 |
| Harichane et al. (2011) | 0-08 | 12.90-16.90 | 15.30-31.10 | 06 |
| Solanki et al (2011) | 0-06 | 14.70-17.80 | 13.10-24.90 | 10 |
| Abd El-Aziz et al. (2012) | 0-11 | 11.44-13.05 | 34.00-40.08 | 07 |

Tableau 4.2–(Suite)

| | | | | |
|------------------------------------|--------|-------------|-------------|------------|
| Portelinha et al. (2012) | 0-03 | 14.56-14.90 | 20.00-29.07 | 04 |
| Sabat (2012) | 0-07 | 15.70-18.39 | 17.50-23.40 | 07 |
| Cochrane and Ramanujam (2012) | 0-04 | 14.59-15.21 | 23.20-25.00 | 04 |
| Abass (2013) | 0-15 | 14.18-15.79 | 19.97-29.85 | 06 |
| Bhuvaneshwari et al. (2013) | 0-08 | 12.60-14.00 | 20.00-27.50 | 05 |
| Estabragh et al. (2013) | 0-10 | 15.30-16.10 | 20.50-23.30 | 03 |
| Ramlakhan et al. (2013) | 0-12 | 17.26-17.68 | 13.85-18.26 | 05 |
| Solanki and Zaman (2013) | 0-06 | 15.30-17.80 | 13.10-25.90 | 04 |
| Talluri et al. (2013) | 0-06 | 13.67-16.65 | 18.00-29.00 | 12 |
| Wang et al. (2013) | 0-09 | 15.41-15.83 | 21.59-23.90 | 04 |
| Wubshet (2013) | 0-03 | 12.08-12.36 | 32.20-41.21 | 02 |
| Zoubir et al. (2013) | 0-08 | 15.10-16.20 | 13.90-15.95 | 03 |
| Estabragh et al. (2014) | 0-10 | 15.60-16.20 | 20.50-27.10 | 04 |
| Ghanbari et al. (2014) | 0-09 | 14.75-16.34 | 21.78-25.24 | 05 |
| Kumar et al. (2014) | 0-10 | 13.28-13.98 | 24.89-31.62 | 06 |
| Rahman (2014) | 0-07 | 17.90-20.40 | 14.70-17.27 | 06 |
| Samantasinghar (2014) | 0-13 | 12.55-13.63 | 26.70-35.00 | 05 |
| Zumrawi and Hamza (2014) | 0-08 | 14.29-14.52 | 25.00-28.79 | 02 |
| Asgari et al. (2015) | 0-09 | 15.15-16.67 | 18.50-24.55 | 05 |
| Jha and Sivapullaiah (2015) | 0-06 | 12.58-13.40 | 32.50-39.75 | 04 |
| Kechouane and Nechnech (2015) | 0-06 | 17.46-18.64 | 17.68-23.18 | 04 |
| Marcon et al. (2015) | 0-03 | 14.00-14.30 | 30.30-32.40 | 04 |
| Naeini et al. (2015) | 0-04 | 17.67-19.42 | 11.00-15.90 | 04 |
| Önal (2015) | 0-08 | 13.90-14.52 | 23.80-28.72 | 05 |
| Schanz and Elsayy (2015) | 0-10 | 12.00-13.68 | 33.56-37.49 | 03 |
| Ural (2015) | 0-08 | 12.05-14.30 | 27.00-35.00 | 05 |
| Athanasopoulou and Kollaros (2016) | 0-12 | 13.86-15.72 | 21.40-27.60 | 05 |
| Elkady (2016) | 0-06 | 11.17-16.59 | 16.84-45.20 | 08 |
| Garzón et al. (2016) | 0-07 | 20.59-22.26 | 06.51-09.52 | 04 |
| Guamán Iler (2016) | 0-12.5 | 13.91-15.01 | 35.30-39.50 | 04 |
| Kavak and Bilgen (2016) | 0-05 | 14.66-15.51 | 20.50-26.00 | 02 |
| Saeed and Atemimi (2016) | 0-15 | 12.53-14.42 | 25.53-33.60 | 03 |
| El Shinawi (2017) | 0-06 | 15.89-16.38 | 17.20-24.00 | 02 |
| Firoozfar and Khosroshiri (2017) | 0-06 | 15.92-17.18 | 19.00-24.00 | 04 |
| Harish (2017) | 0-09 | 14.82-15.16 | 21.25-22.56 | 04 |
| Mamatha and Dinesh (2017) | 0-05 | 13.74-14.60 | 24.00-27.29 | 05 |
| Moghal et al. (2017) | 0-06 | 14.81-15.99 | 24.68-26.00 | 02 |
| Negawo (2017) | 0-09 | 13.76-14.29 | 23.82-27.61 | 04 |
| Pakbaz and Keshani (2017) | 0-03 | 10.98-11.87 | 25.00-28.00 | 02 |
| Ismeik and Shaqour (2018) | 0-08 | 11.97-14.70 | 24.21-27.02 | 05 |
| Shankar et al. (2018) | 0-08 | 15.52-15.89 | 18.42-23.87 | 05 |
| Sharma et al. (2018) | 0-09 | 12.50-16.97 | 16.43-19.56 | 06 |
| Suaryana and Fransisko (2018) | 0-12 | 14.56-15.82 | 22.30-25.00 | 05 |
| Total des points | | | | 530 |

Les modèles de compactage proposés, ont été vérifiés en utilisant 53 paires de données expérimentales, non incluses dans l'opération d'ajustement. Ces données ont été extraites de

dix travaux de recherche supplémentaires (McCallister and Petry 1990; Fattah et al. 2015; Al-Taie et al. 2016; Sharma and Hymavathi 2016; Etim et al. 2017; López-Lara et al. 2017; Norouzian et al. 2017; Soltani et al. 2017; Noorzad and Motevalian 2018 et Zhu et al. 2018). En outre, dans les travaux de recherche résumés dans le tableau 4.2, différentes normes ont été utilisées pour réaliser les essais de compactage, à savoir: norme Américaine (ASTM) (50%), norme Indienne (IS), Britannique (BS), Australienne (AS), Néo-zélandaise (NZS), Brésilienne (NBR), etc. (34%) et normes non spécifiées (16%), comme l'illustrent la figure 4.2.

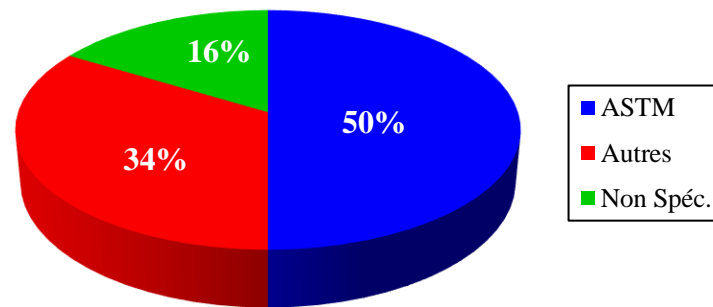


Figure 4.2– Normes utilisées pour la réalisation des tests de compactage

Pour le cas du modèle de résistance (R_c), la base de données utilisée dans l'étape d'apprentissage contient 496 points obtenus à partir de 52 études de recherche (Neubauer 1972; Prasade 1972; Quilici 1972; Harty and Thompson 1973; Medhani 1982; Hopkins and Allen 1986; Rahman 1986; Petry and Lee 1988; Tehrani 1988; Tuncer and Basma 1991; Bell 1996; Beckham and Hopkins 1997; Sridharan et al. 1997; Pinero 2000; Kate 2005; Cai et al. 2006; Ismaiel 2006; Nalbantoglu 2006; Osinubi 2006; Osinubi and Nwaiwu 2006; Khattab et al. 2007; Alhassan 2008; Sharma et al. 2008; Sirivitmaitrie et al. 2008; Bozbey and Garaisayev 2010; Behak 2011; Cerato et al. 2011; Siddique and Hossain 2011; Solanki et al. 2011; Al-Mukhtar et al. 2012; Kavak and Baykal 2012; Portelinha et al. 2012; Baglari and Dash 2013; Khalid et al. 2014; Samantasinghar 2014; Goodarzi et al. 2015; Jha and Sivapullaiah 2015; Önal 2015; Yilmaz et al. 2015; Al-Taie et al. 2016; Damoerin et al. 2016; James and Pandian 2016; Kavak and Bilgen 2016; Sharma and Hymavathi 2016; Wang et al. 2016; Behak and Núñez 2017; Etim et al. 2017; Harish 2017; Jahandari et al. 2017; Negawo et al. 2017; Shen et al. 2017 et Soltani et al. 2017) et 32 points de données expérimentales utilisés pour la validation du modèle de résistance adopté, et qui ont été extraits de quatre travaux de recherche supplémentaires (Little et al. 1987; Dayioglu et al. 2017; Gadouri et al.

2017; Noorzad and Motevalian 2018). Le tableau 4.3 récapitule les travaux de recherche collectés pour l'ajustement du modèle de résistance proposé.

Tableau 4.3– Données collectés utilisés pour l'ajustement du modèle de résistance.

| Source de la base | Teneur de la chaux (%) | Intervalle de Rc (kPa) | Intervalle de durée de cure (jours) | Nombre de points |
|------------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------------------|------------------|
| Neubauer (1972) | 0-06 | 25.65-153.96 | 0 | 04 |
| Prasade (1972) | 0-10 | 365.79-1933.87 | 0-60 | 21 |
| Quilici (1972) | 0-10 | 965.27-1634.06 | 0-03 | 06 |
| Harty and Thompson (1973) | 0-10 | 489.53-2840.64 | 0-56 | 12 |
| Medhani (1982) | 0-09 | 503.32-1427.22 | 0-28 | 05 |
| Hopkins and Allen (1986) | 0-06 | 94.08-756.51 | 0-14 | 06 |
| Rahman (1986) | 0-12 | 210.70-732.30 | 0-07 | 13 |
| Petry and Lee (1988) | 0-2.5 | 455.09-1377.00 | 0-28 | 06 |
| Tehrani (1988) | 0-04 | 190.00-625.00 | 0-14 | 04 |
| Tuncer and Basma (1991) | 0-09 | 200.00-1737.00 | 0-28 | 24 |
| Bell (1996) | 0-08 | 178.00-1597 | 0-07 | 10 |
| Beckham and Hopkins (1997) | 0-10 | 205.57-782.42 | 0-07 | 11 |
| Sridharan et al. (1997) | 0-03 | 160.61-1121.69 | 0-28 | 13 |
| Pinero (2000) | 0-10 | 931.48-2637.25 | 0-28 | 05 |
| Kate (2005) | 0-03 | 253.69-473.80 | 0 | 13 |
| Cai et al. (2006) | 0-08 | 90.00-660 ;00 | 0-28 | 04 |
| Ismaiel (2006) | 0-8.5 | 131.21-1221.70 | 0-07 | 04 |
| Nalbantoglu (2006) | 0-07 | 718.36-2493.58 | 0-30 | 07 |
| Osinubi (2006) | 0-08 | 490.00-1500.00 | 0-28 | 13 |
| Osinubi and Nwaiwu (2006) | 0-08 | 310.00-1449.00 | 0-28 | 10 |
| Khattab et al. (2007) | 0-04 | 300.00-1400.00 | 0-07 | 02 |
| Alhassan (2008) | 0-08 | 295.00-1450.76 | 0-28 | 13 |
| Sharma et al. (2008) | 0-05 | 202.16-650 ;00 | 0-28 | 05 |
| Sirivitmaitrie et al. (2008) | 0-12 | 94.46-1394.81 | 0-07 | 06 |
| Bozbey and Garaisayev (2010) | 0-09 | 309.00-1529.00 | 0-28 | 07 |
| Behak. (2011) | 0-09 | 253.44-1718-24 | 0-28 | 05 |
| Cerato et al. (2011) | 0-05 | 216.50-1527.19 | 0-14 | 26 |
| Siddique and Hossain (2011) | 0-15 | 565.00-4600.00 | 0-112 | 26 |
| Solanki et al. (2011) | 0-06 | 175.82-892.87 | 0-07 | 10 |
| Al-Mukhtar et al. (2012) | 0-10 | 300.00-2400.00 | 0-90 | 06 |
| Kavak and Baykal (2012) | 0-10 | 123.50-1068.00 | 0-28 | 16 |
| Portelinha et al. (2012) | 0-03 | 303.43-780.61 | 0-28 | 07 |
| Baglari and Dash (2013) | 0-16 | 233.15-2048.00 | 0-28 | 21 |
| Khalid et al. (2014) | 0-03 | 470.50-629.30 | 0-28 | 04 |
| Samantasinghar (2014) | 0-13 | 295.00-3069.00 | 0-56 | 21 |
| Goodarzi et al. (2015) | 0-15 | 315.00-3060.00 | 0-28 | 16 |
| Jha and Sivapullaiah (2015) | 0-06 | 312.04-1350.00 | 0-28 | 13 |
| Önal (2015) | 0-08 | 120.81-294.32 | 0-07 | 07 |
| Yilmaz et al. (2015) | 0-06 | 118.46-1072.23 | 0-28 | 02 |
| Al-Taie et al. (2016) | 0-08 | 283.00-1251.82 | 0-28 | 09 |
| Damoerin et al. (2016) | 0-10 | 557.00-1023.03 | 0-07 | 04 |
| James and Pandian (2016) | 0-07 | 115.80-1181.26 | 0-07 | 07 |
| Kavak and Bilgen (2016) | 0-05 | 406.65-1420.54 | 0-28 | 09 |
| Sharma and Hymavathi (2016) | 0-05 | 373.43-1165.05 | 0-28 | 07 |

Tableau 4.3– (Suite)

| | | | | |
|-------------------------|------|-----------------|------|------------|
| Wang et al. (2016) | 0-06 | 564.63-1397.91 | 0-90 | 06 |
| Behak and Núñez (2017) | 0-05 | 214.00-1600.00 | 0-90 | 07 |
| Etim et al. (2017) | 0-08 | 107.24-1689.64 | 0-28 | 13 |
| Harish (2017) | 0-09 | 230.00-1302.74 | 0-28 | 13 |
| Jahandari et al. (2017) | 0-08 | 407.00-1389.29 | 0-28 | 07 |
| Negawo et al. (2017) | 0-09 | 1438.00-1799.00 | 0-07 | 04 |
| Shen et al. (2017) | 0-03 | 65.64-164.65 | 0-07 | 04 |
| Soltani et al. (2017) | 0-09 | 422.50-1526.20 | 0-28 | 02 |
| Total des points | | | | 496 |

En outre, dans les travaux de recherche cités dans le tableau 4.3, différentes normes ont été utilisées pour effectuer les tests de résistance, à savoir: norme Américaine (ASTM) (56%), norme Indienne (IS) (8%), Chinoise (CNS), Française (NF), Britannique (BS), Australienne (AS), Néo-zélandaise (NZS), etc. (21%) et normes non spécifiées (15%), comme l'illustrent la figure 4.3.

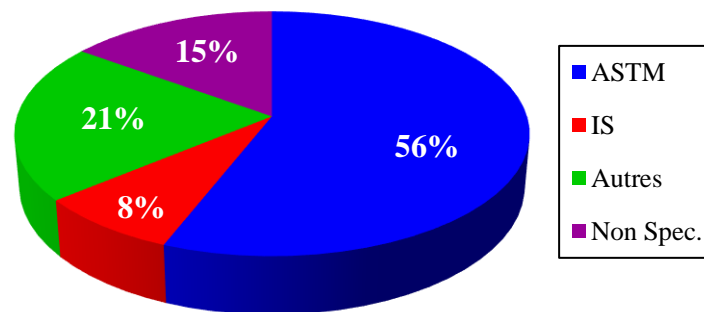


Figure 4.3– Normes utilisées pour la réalisation des tests de résistance

Enfin, une base de données a été collectée, en vue de proposer une équation empirique estimant la pression de gonflement (PG) des sols argileux traités à la chaux. Cette base de données possède un total de 174 points obtenus à partir de 34 études de recherche (McCallister and Petry 1990; Abduljauwad 1991; Basma and Tuncer 1991; Al-Mhaidib and Al-Shamrani 1996 ; Hossain 2001; Al-Rawas et al. 2005; Muntohar 2005; Nalbantoglu 2005; Guney et al. 2007; Khattab et al. 2007; Al-Kiki et al. 2008; Argu 2008; Khattab et al. 2008; Lasledj and Al-Mukhtar 2008; Odai 2009; Phanikumar 2009; Al-Mukhtar 2010; Nadgouda and Hegde 2010; Al-Sharif 2011; Ramadas et al. 2011; Siddique and Hossain 2011; Estabragh et al. 2013; Abass 2013; Kamel et al. 2013; Kazemikhosrowshahi 2014; Bhagowati and Borthakur 2015; Leite et al. 2016; Bourokba Mrabent et al. 2017; Cheshomi et al. 2017; Dayioglu et al. 2017; Elert et al. 2017; Khazaei and Moayedi 2017; Sadigh and Moradi 2017

et Al-Swaidani et al. 2018). Il faut noter que ces travaux de recherche ont été choisis parmi d'autres dans le but de proposer une relation qui estime la pression de gonflement (PG) des sols argileux stabilisés à la chaux en fonction de la pression de gonflement du sol naturel (PG_0), l'indices de plasticité du sol naturel (PI_0) et l'indice de plasticité du sol traité à la chaux (PI). Seules les études qui contiennent une évaluation de l'effet de la chaux sur la pression de gonflement accompagné d'une évaluation de l'effet de cet ajout sur l'indice de plasticité, ont été prises en compte. Le tableau 4.4, résume quelques informations sur la base de données retenue.

Tableau 4.4—Données utilisées pour le développement du modèle de prédiction de la pression de gonflement des sols argileux stabilisés à la chaux

| Source des données | Teneurs de la Chaux (%) | Intervalle d'PI (%) | Intervalle de PG (kPa) | Nombre de valeurs |
|-----------------------------------|-------------------------|---------------------|------------------------|-------------------|
| McCallister and Petry (1990) | 0-09 | 10.0-45.0 | 06.8-101.7 | 20 |
| Abduljawwad (1991) | 0-08 | 45.1-104.0 | 174.4-372.5 | 04 |
| Basma and Tuncer (1991) | 0-09 | 04.8-44.1 | 244.5-2591.9 | 08 |
| Al-Mhaidib and Al-Shamrani (1996) | 0-03 | 27.4-29.5 | 500.0-820.0 | 04 |
| Hossain (2001) | 0-09 | 22.0-43.0 | 02.0-53.0 | 04 |
| Al-Rawas et al. (2005) | 0-06 | 19.0-20.5 | 158.0-249.0 | 02 |
| Muntohar (2005) | 0-09 | 27.9-47.5 | 165.3-325.4 | 04 |
| Nalbantoglu (2005) | 0-07 | 12.6-45.6 | 64.2-478.2 | 04 |
| Guney et al. (2007) | 0-06 | 53.0-350.0 | 15.3-587.0 | 09 |
| Khatab et al. (2007) | 0-04 | 12.0-70.0 | 22.0-154.0 | 02 |
| Al-Kiki et al. (2008) | 0-02 | 07.0-23.0 | 09.8-59.8 | 02 |
| Argu (2008) | 0-08 | 24.0-67.0 | 85.0-299.0 | 03 |
| Khatab et al. (2008) | 0-02 | 07.0-23 | 09.9-60.0 | 02 |
| Lasledj and Al-Mukhtar (2008) | 0-08 | 73.9-178.0 | 50.0-1059.0 | 05 |
| Odai (2009) | 0-06 | 06.8-38.6 | 105.0-220.0 | 04 |
| Phanikumar (2009) | 0-04 | 37.0-73.0 | 160.0-330.0 | 03 |
| Al-Mukhtar (2010) | 0-10 | 65.3-180.0 | 09.0-1060.0 | 04 |
| Nadgouda and Hegde (2010) | 0-05 | 17.8-26.8 | 57.6-103.9 | 04 |
| Al-Sharify (2011) | 0-02 | 48.3-48.4 | 446.0-481.5 | 02 |
| Ramadas et al. (2011) | 0-10 | 16.1-62.0 | 31.0-199.0 | 18 |
| Siddique and Hossain (2011) | 0-09 | 22.0-43.0 | 02.0-53.0 | 04 |
| Estabragh et al. (2013) | 0-05 | 27.5-57.0 | 50.0-440.0 | 03 |
| Abass (2013) | 0-15 | 26.7-69.0 | 577.1-1426.0 | 06 |
| Kamel et al. (2013) | 0-06 | 06.0-93.0 | 40.0-900.0 | 11 |
| Kazemikhosrowshahi (2014) | 0-07 | 132.0-373.0 | 196.0-381.0 | 05 |
| Bhagowati and Borthakur (2015) | 0-08 | 32.0-206.0 | 47.5-270.2 | 04 |
| Leite et al (2016) | 0-09 | 15.5-34.0 | 24.6-197.5 | 04 |
| Bourokba Mrabent et al. (2017) | 0-08 | 13.0-27.5 | 57.2-175.6 | 05 |
| Cheshomi et al. (2017) | 0-07 | 49.1-84.1 | 09.9-15.4 | 04 |
| Dayioglu et al. (2017) | 0-12 | 03.0-29.0 | 42.3-235.0 | 03 |
| Elert et al. (2017) | 0-15 | 13.9-42.7 | 210.0-500.0 | 02 |
| Khazaei and Moayedi (2017) | 0-10 | 30.5-96.5 | 62.5-120.0 | 05 |
| Sadigh and Moradi (2017) | 0-09 | 07.9-54.0 | 49.0-372.6 | 04 |
| Al-Swaidani et al. (2018) | 0-06 | 06.0-42.0 | 35.0-150.0 | 06 |
| Total | | | | 174 |

Neuf paires de données expérimentales ont été utilisées pour la validation du modèle de gonflement adopté. Elles ont été extraits de quatre travaux de recherche supplémentaires (Muntohar 2002; Calik and Sadoglu 2014 et Türköz et al. 2018). En outre, dans les résultats cités dans le tableau 4.4, différentes normes ont été utilisées pour effectuer les tests de gonflement, à savoir: norme Américaine (ASTM) (47%), norme Indienne (IS), Française (NF), Britannique (BS), Espagnole (AENOR), etc. (29%) et normes non spécifiées (24%) comme l'illustrent la figure 4.4.

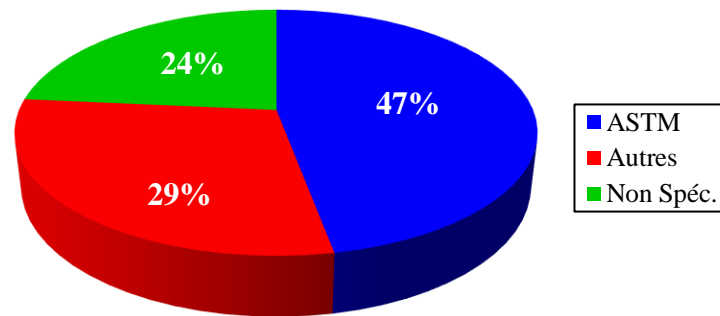


Figure 4.4– Normes utilisées pour la réalisation des tests de gonflement

Enfin, le tableau 4.5 résume les informations essentielles de toutes les bases de données utilisées dans l'ajustement de tous les modèles proposés.

Tableau 4.5–Résumé des bases de données utilisées dans l'ajustement des modèles de prédiction des propriétés géotechniques retenues.

| | Propriétés géotechniques | | | | | |
|---------------------------------|--------------------------|----------------|-------------------|-------------------|----------------------------------|------------------|
| | Limites d'Atterberg | | R _c | PG | Paramètres de compactage | |
| | LL | PI | | | γ_{dmax} | W _{opt} |
| Nombre des projets de recherche | 49 | 49 | 52 | 34 | 98 | 98 |
| Nombre de points | 353 | 353 | 496 | 174 | 530 | 530 |
| Intervalle des valeurs | 24.5-166.8 (%) | 01.0-103.8 (%) | 25.6-4600.0 (kPa) | 02.0–2591.9 (kPa) | 10.79–22.26 (kN/m ³) | 06.51–45.20 (%) |
| Teneurs à la chaux (%) | 0-23 | 0 - 23 | 0–16 | 0–15 | 0–20 | 0–20 |
| Durées de cure (jours) | - | - | 0–112 | - | - | - |
| Activité des sols | 0.31-5.76 | 0.31-5.76 | - | - | | |
| pH des sols | 02.3-11.17 | 02.3-11.17 | - | - | | |
| Indice de plasticité (%) | - | - | - | 3.0-373.0 | | |

4.4. Développement des modèles

Pour la prévision de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité des sols argileux traités à la chaux, plusieurs modèles (de type linéaire, multilinéaire, des équations non linéaires, etc.) ont été proposés. Ils n'ont pas donné des indicateurs statistiques acceptables (r^2 , RME, ...).

La logique commune entre tous ces modèles est d'utiliser seulement la teneur à la chaux comme variable explicative pour expliquer les variations des propriétés de plasticité (LL et PI) des sols argileux stabilisés, C'est-à-dire tous les modèles qui ont été essayés ont la forme $Y = f(Y_0, Ch)$ avec : Y_0 et Y représentent les valeurs, naturelles et traitée à la chaux respectivement, de la propriété étudiée (LL ou PI) et Ch : le pourcentage de la chaux. La difficulté rencontrée pour expliquer les variations des propriétés de plasticité étudiées en utilisant seulement le pourcentage de la chaux ajoutée comme variable explicative, est peut être liée à ce que les différents sols argileux n'obéissent pas de la même façon (au moins de point de vue quantitatif) au traitement à la chaux. Ce comportement est dû, probablement, à l'existence d'autres paramètres qui influencent la réponse du sol argileux à ce traitement. Dans ce cadre, les changements dans les propriétés des sols traités à la chaux, sont influencés par plusieurs facteurs tels que la quantité et les propriétés de la chaux ajoutée et aussi par les propriétés du sol traité dont on peut citer la granulométrie (surtout la fraction argileuse FC (< 0.002 mm)), l'indice de plasticité, capacité d'échange cationique (Cation Exchange Capacity (CEC)), la teneur en sulfates et la surface spécifique du sol (Solanki 2010). Pour cette raison, d'autres paramètres ont été ajoutés comme variables explicatives, en supposant qu'ils possèdent une influence sur l'effet de la chaux sur les propriétés de plasticité, tels que le pH du sol naturel et la teneur en argile FC caractérisée par l'activité du sol A_C ($A_C=PI/FC$). Dans ce cadre, plusieurs auteurs définissent une valeur critique de pH du sol stabilisé à la chaux, égale à environ 12.4 ($pH_{crit}=12.4$) (Eades and Grim 1966). C'est la valeur du pH qui correspond à la teneur optimale de la chaux au-delà de laquelle les changements dans les propriétés de plasticité du sol stabilisé ne sont pas significatifs (Al-Taie et al. 2016; Kavak and Bilgen 2016). C'est pourquoi, les modèles proposés dans les tableaux 4.6 et 4.7, tentent d'expliquer l'effet de la chaux sur la limite de liquidité et l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés en prenant le pourcentage de cet ajout (Ch), l'activité du sol (A_C) et l'écart entre le pH du sol naturel et le pH_{crit} du sol traité, comme variables explicatives. Les équations présentées dans les tableaux 4.6 et 4.7, sont les relations empiriques qui fournissent les meilleurs ajustements avec la base de données listées dans le tableau 4.1. Ces relations ont donné des indicateurs statistiques acceptables caractérisés par des coefficients de

détermination de 0.88 et 0.80 pour les modèles de la limite de liquidité (LL) et de l'indice de plasticité (PI) respectivement, ce qui est remarquable.

Tableau 4.6–Analyse statistique du modèle de prédiction de la limite de liquidité des sols stabilisés à la chaux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.1

| Equation | Paramètres du modèle | Résultats du t-test | Signif. Pram |
|---|----------------------|---------------------------------------|----------------|
| $LL = LL_0 * \left[\frac{1 + \frac{a}{A_c}}{1 + b * Ch^{c * \left(\frac{PH_0}{PH_{crit}} \right)}} \right]$ | a=0.0504 | Std. Err. = 0.1263 | Oui |
| | | t- value =3.99 | |
| | | P > t =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] 0.0256 0.0753 | |
| | b=0.0594 | Std. Err. = 0.01736 | Oui |
| | | t- value =3.42 | |
| | | P > t =0.001 | |
| | | [95% Conf. Interval] 0.0252 0.0935 | |
| | c=0.971 | Std. Err. = 0.01909 | Oui |
| | | t- value =5.09 | |
| | | P > t =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] 0.5957 1.3466 | |
| r^2 | F value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.88 | 15.24 | 0.000 | Oui |

Tableau 4.7–Analyse statistique du modèle de prédiction de l'indice de plasticité des sols stabilisés à la chaux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.1

| Equation | Paramètres du modèle | Résultats du t-test | Signif. Pram. |
|--|----------------------|---|----------------|
| $PI = PI_0 * \left[\frac{1 + \frac{a}{A_c}}{1 + b * Ch * (1 + c * (PH_{crit} - PH_0))} \right]$ | a=-0.0533 | Std. Err. = 0.02203 | Oui |
| | | t- value =-2.51 | |
| | | P > t =0.012 | |
| | | [95% Conf. Interval] -0.0986 -0.0120 | |
| | b=0.253 | Std. Err. = 0.02466 | Oui |
| | | t- value =10.27 | |
| | | P > t =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] 0.2047 0.3017 | |
| | c=-0.0948 | Std. Err. = 0.01909 | Oui |
| | | t- value =-11.98 | |
| | | P > t =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] -0.1103 -0.0792 | |
| r^2 | F value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.802 | 28.79 | 0.000 | Oui |

Avec (LL_0) et (LL) sont les limites de liquidité du sol stabilisé à la chaux et du sol naturel (non stabilisé) respectivement, (PI_0) et (PI) sont les indices de plasticité du sol traité et vierge respectivement, (Ch) est la teneur de la chaux, (pH_0) est la valeur du pH du sol naturel et (pH_{Crit}) la valeur du pH critique du sol stabilisé, suggéré par Eades and Grim (1966) ($pH_{Crit} = 12.4$), (A_C) : l'activité du sol ($A_C = PI/FC$ avec FC : la fraction argileuse du sol naturel) et (a) , (b) et (c) sont les paramètres du modèle obtenus par l'ajustement des équations proposées avec les données d'apprentissage du tableau 4.1.

Pour commenter les résultats résumés dans les tableaux 4.6 et 4.7, notre analyse sera basée sur 3 aspects : les coefficients de détermination (r^2), les tests de Fisher (F -test) et les tests de Student (t -test). Les résultats indiquent que les coefficients de détermination des deux modèles sont respectivement 0.88 et 0.80, ce qui signifie que 88% des variations de la limite de liquidité (LL) sont expliquées par la teneur à la chaux (ch), l'activité du sol (A_C) et le rapport (pH_0/pH_{Crit}) et que 80% des variations de l'indice de plasticité (PI) sont également expliquées par la teneur à la chaux (ch), l'activité du sol (A_C) et la grandeur $(pH_{Crit}-pH_0)$. Ces résultats indiquent que les pouvoirs explicatifs des deux modèles sont largement satisfaisants. En d'autre part, des (F -test) de significativité globale des modèles ont été réalisés. Les résultats, tels que présentés dans les tableaux 4.6 et 4.7, montrent que les p -value (Pr) des (F -test) sont inférieures à 5%, ce qui signifie que les deux modèles sont globalement significatifs.

Des (t -test) ont été réalisés pour examiner l'impact des différentes variables explicatives (teneur de la chaux, pH et activité de sol) sur les propriétés de plasticité étudiées. En se basant sur les valeurs de (P) (voir les tableaux 4.6 et 4.7), ces tests indiquent si les variables explicatives retenues influencent les variables à expliquer. En d'autres termes, si la teneur de la chaux, l'activité de sol et le taux d'acidité du sol ont un effet sur la propriété étudiée (la limite de liquidité ou l'indice de plasticité) ou pas. Toute variable indépendante présentant une probabilité p -value du (t -test) ($P > |t|$) supérieure au seuil de signification retenu α ($\alpha=0.05$), sera considérée comme ayant une influence non significative. Par contre, elle est considérée comme significative dans le cas contraire. Les résultats du (t -test) ont été récapitulés dans les tableaux 4.6 et 4.7 et indiquent que toutes les p -value du (t -test) sont inférieures à (0.05), ce qui implique que toutes les variables explicatives retenues dans les modèles proposés ont un impact significatif sur les propriétés de plasticité étudiées.

La figure 4.5 (a) et (b) présente une comparaison entre les valeurs expérimentales et prédites (théoriques) de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité respectivement et cela en utilisant les données du tableau 4.1.

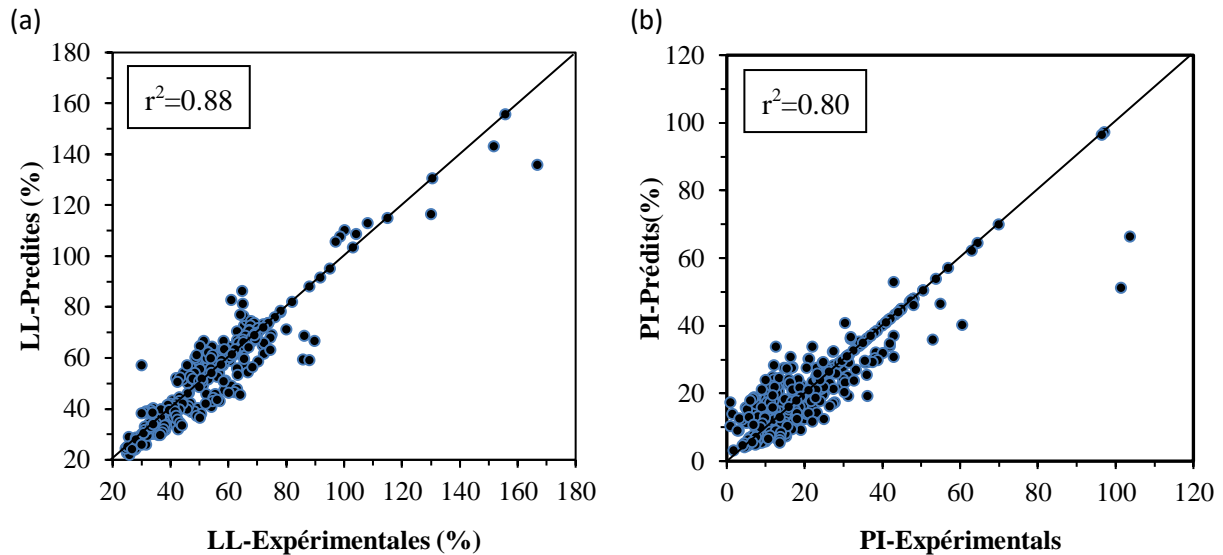


Figure 4.5—Comparaison entre les propriétés de plasticité des sols argileux stabilisés à la chaux.

Valeurs expérimentales et prédites : (a) Le modèle LL (b) Le modèle PI

La figure 4.5 montre clairement que les modèles proposés dans cette étude présentent globalement une répartition dense des points autour de la ligne d'égalité. Cela veut dire que les équations empiriques proposées décrivent bien l'effet de la chaux sur les propriétés étudiées. Finalement, les meilleurs ajustements pour estimer la limite de liquidité et l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés à la chaux ont été trouvés comme suit:

$$LL = LL_0 * \left[\frac{1 + \frac{0.0504}{A_C}}{1 + 0.0594 * ch^{0.971 * \left(\frac{PH_0}{PH_{crit}}\right)}} \right] \quad (4.1)$$

$$PI = PI_0 * \left[\frac{1 - \frac{0.0533}{A_C}}{1 + 0.253 * ch * (1 - 0.0948 * (PH_{crit} - PH_{Nat}))} \right] \quad (4.2)$$

En vue d'étudier l'effet de la teneur à la chaux sur les paramètres de compactage, plusieurs modèles ont été développés. Ils relient la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols argileux stabilisés à la chaux comme variables à expliquer avec la teneur à la chaux (%) comme variable explicative. Les équations qui fournissent les meilleurs ajustements avec la base de données listée dans le tableau 4.2, sont présentées dans les tableaux 4.8 et 4.9. Avec

(γ_{dmax0}) et (γ_{dmax}) signifiant les densités sèches maximales du sol stabilisé à la chaux et du sol naturel (non stabilisé) respectivement, (w_{opt0}) et (w_{opt}) sont les teneurs en eau du sol traité et vierge respectivement, (Ch) est la teneur à la chaux et (a) : paramètre du modèle obtenu par l'ajustement des équations avec les données d'apprentissages obtenues des travaux de recherche listés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.8—Analyse statistique du modèle de prédiction de la densité sèche maximale le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.1

| Equation | Paramètres du modèle γ_{dmax} | Résultats du t -test | Signif. Pram |
|--|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------|
| $\gamma_{dmax} = \frac{\gamma_{dmax0}}{1 + a * \log_{10}(ch + 1)}$ | a=0.0727 | Std. Err. = .00228 | Oui |
| | | t - value =31.93 | |
| | | P > t =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0682 .0772 | |
| r^2 | F value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.93 | 7087.95 | 0.000 | Oui |

Tableau 4.9—Analyse statistique du modèle de prédiction de la teneur en eau optimale le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.1

| Equation | Paramètres du modèle w_{opt} | Résultats du t -test | Signif. Pram |
|--|--------------------------------|-------------------------------------|----------------|
| $w_{opt} = w_{opt0} * (1 + a * \log_{10}(ch + 1))$ | a=0.159 | Std. Err. =.00555 | Oui |
| | | t - value =28.67 | |
| | | P > t =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .1483 .1701 | |
| r^2 | F value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.91 | 5361.36 | 0.000 | Oui |

Les tableaux 4.8 et 4.9 montrent que les coefficients de détermination (r^2) des modèles (γ_{dmax}) et (w_{opt}) sont 0.93 et 0.91 respectivement, ce qui indique que 93% et 91% des variations de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et la teneur en eau optimale (w_{opt}) des sols argileux stabilisés à la chaux, sont expliquées par la teneur à la chaux (Ch). Ces résultats indiquent que les capacités explicatives des deux modèles sont largement satisfaisantes. Les résultats du test de Fisher (F -test) ont été récapitulés dans les tableaux 4.8 et 4.9. Comme présentés dans ces tableaux, ces résultats révèlent que les p -value (P_r) des (F -test) sont inférieures à 5% ce qui signifie que les deux modèles sont globalement significatifs. Des (t -test) ont été réalisés pour

examiner l'influence de la variable explicative retenue dans les modèles (teneur de la chaux) sur les propriétés de compactage étudiées. Les résultats du (*t*-test), résumés dans les tableaux 4.8 et 4.9, indiquent que toutes les *p*-value du (*t*-test) sont inférieures à (0.05), ce qui implique que la teneur à la chaux a un impact significatif sur les propriétés de compactage étudiées. Ceci confirme les résultats des travaux antérieurs (Indraratna 1996; Harichane et al. 2011; Jha and Sivapullaiah 2015). La figure 4.6 illustre une comparaison entre les valeurs observées (expérimentales) et prédites par les modèles de compactage proposés et cela en utilisant les données du tableau 4.1. La figure 4.6 montre clairement que les modèles proposés dans cette étude montrent globalement une répartition dense des points autour de la ligne d'égalité. Cela indique que les équations empiriques proposées décrivent bien l'effet de la chaux sur les propriétés de compactage des sols argileux traités par la chaux.

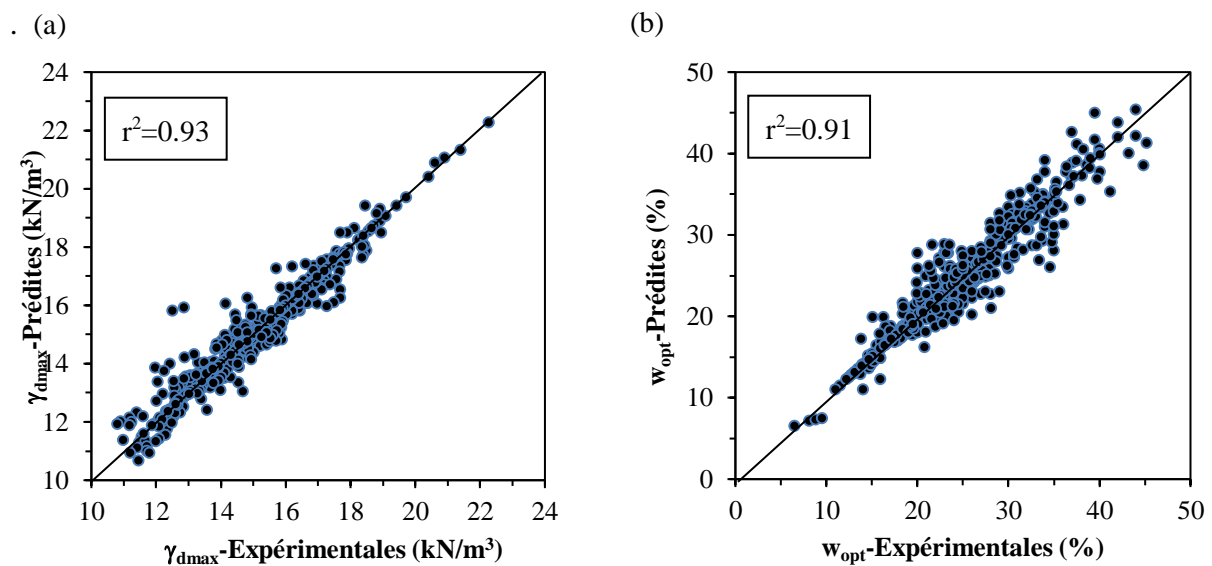


Figure 4.6—Comparaison entre les propriétés de compactage des sols argileux stabilisés à la chaux.

Valeurs expérimentales et celles prédites : (a) Le modèle γ_{dmax} (b) Le modèle w_{opt}

Finalement, les meilleurs ajustements pour estimer la densité sèche maximale γ_{dmax} et teneur en eau optimale w_{opt} des sols argileux stabilisés à la chaux ont été trouvés comme suit:

$$\gamma_{dmax} = \frac{\gamma_{dmax0}}{1 + 0.0727 * \log_{10}(ch + 1)} \quad (4.3)$$

$$w_{opt} = w_{opt0} * (1 + 0.159 * \log_{10}(ch + 1)) \quad (4.4)$$

Un travail similaire a été effectué en vue de proposer une équation empirique, la mieux ajustée avec les données géotechniques extraites des travaux de recherche récapitulés dans le tableau 4.3. Cette équation estimerait l'effet de la chaux et de la durée de cure sur la résistance

à la compression non confinée des sols argileux stabilisés. Dans ce cadre, plusieurs relations ont été essayées, reliant d'une part, la résistance à la compression non confinée (R_c) des sols argileux stabilisés à la chaux comme variable dépendante et, d'autre part, la teneur à la chaux (Ch) ainsi que le temps de durcissement (t) en tant que variables indépendantes. Parmi toutes ces relations essayées, quatre ont montrées des indicateurs statistiques acceptables, donnés comme suit:

- Puissance : $R_c = a * R_{c0} * (b + ch)^{(c*t+1)}$ (4.5)

- Regression multiple : $R_c = a * Ch + b * R_{c0} + c * t + d$ (4.6)

- Exponentiel: $R_c = R_{c0} + (1 + a * Ch) * e^{(b*\sqrt{t}+1)}$ (4.7)

- Puissance : $R_c = R_{c0} + a * Ch * (t + 1)^b$ (4.8)

Avec R_{c0} et R_c sont les résistances à la compression (en kPa) du sol vierge (non stabilisé) et stabilisé à la chaux respectivement, t et Ch sont la durée de cure (en jours) et la teneur de la chaux (en %) respectivement et (a), (b), (c) et (d) représentent les paramètres des modèles sélectionnés obtenus par l'ajustement des équations proposées avec les données d'apprentissage. Dans ce cadre, un total de 496 points de données a été utilisé pendant la phase d'apprentissage pour ajuster tous les modèles empiriques proposés. Les résultats des analyses statistiques sont récapitulés dans le tableau 4.10.

Les résultats révèlent que les coefficients de détermination des modèles ajustés sont 0.67, 0.75, 0.78 et 0.80 pour les modèles (1), (2), (3) et (4) respectivement, ce qui signifie que 67%, 75%, 78% et 80% des variations de la résistance à la compression (R_c) sont expliquées par les variables explicatives retenues dans les modèles proposés, à savoir la teneur à la chaux (Ch) et la durée de cure (t). Ces résultats indiquent que le pouvoir explicatif, largement satisfaisant du modèle (4), est supérieurs à ceux des modèle (1), (2) et (3). D'autre part, les (F -test) de signification globale des modèles proposés, tels que présentés dans le tableau 4.10, montrent que les p -value (Pr) sont inférieures à 5% ce qui signifie que les quatre modèles sont globalement significatifs. Des (t -test) ont été réalisés pour examiner l'impact des différentes variables explicatives retenues (la teneur de la chaux (Ch) et la durée de cure (t)) sur la résistance à la compression. Toutes les p -value du (t -test) sont inférieures à (0.05) (tableau 4.10), ce qui implique que toutes les variables explicatives retenues dans les modèles proposés ont un impact significatif sur la résistance à la compression des sols stabilisés à la chaux ce qui confirme les résultats des travaux antérieurs (Nalbantoglu 2006; Al-Taie et al. 2016).

Tableau 4.10–Résumé de l’analyse statistique des modèles de résistance, des sols argileux traités à la chaux, proposés

| N° du mod. | Equations | Paramètres des modèles | Résultats du t-test | r ² | Signif. | F value | P _r | Signif. |
|---------------------------------------|---|--------------------------------------|---|----------------|---------|---------|----------------|---------|
| (1) | $R_C = a * R_{C0} * (b + Ch)^{(c*t+1)}$ | a=0.14 | Std. Err. = .012591 | 0.67 | Oui | 339.85 | 0.000 | Oui |
| | | | t value =11.61 | | | | | |
| | | | P > t =0.000 | | | | | |
| | | [95% Conf. Interval] .1215 .1709 | | | | | | |
| | | b=8.64 | Std. Err. =1.1444 | | | | | |
| | | | t value =7.56 | | | | | |
| | | | P > t =0.000 | | | | | |
| | | [95% Conf. Interval] 6.398 10.892 | | | | | | |
| | | c= 0.003 | Std. Err. = .000179 | | | | | |
| t value =16.65 | | | | | | | | |
| P > t =0.000 | | | | | | | | |
| [95% Conf. Interval] .00263 .00333 | | | | | | | | |
| (2) | $R_C = a * Ch + b * R_{C0} + c * t + d$ | a= 82.03 | Std. Err. = 3.987 | 0.75 | Oui | 739.42 | 0.000 | Oui |
| | | | t value =20.57 | | | | | |
| | | | P > t =0.000 | | | | | |
| | | | [95% Conf. Interval] 74.195 89.865 | | | | | |
| | | b= 1.041 | Std. Err. = .0743 | | | | | |
| | | | t value =14.00 | | | | | |
| | | | P > t =0.000 | | | | | |
| | | | [95% Conf. Interval] .894 1.186 | | | | | |
| | | c=17.17 | Std. Err. = .807 | | | | | |
| | | | t value =21.27 | | | | | |
| | | | P > t =0.000 | | | | | |
| | | | [95% Conf. Interval] 15.587 18.761 | | | | | |
| | | d=-105.76 | Std. Err. =33 .266 | | | | | |
| | | | t value =-3.18 | | | | | |
| | | | P > t =0.002 | | | | | |
| | | | [95% Conf.Interval] -171.129 -40.405 | | | | | |

Tableau 4.10 –(Suite)

| N° du mod. | Equations | Paramètres des modèles | Résultats du t-test | r ² | Signif. | F value | P _r | Signif. |
|------------|--|------------------------|---------------------------------------|----------------|---------|---------|----------------|---------|
| (3) | $R_C = R_{C0} + (1 + a * Ch) * e^{(b*\sqrt{t}+1)}$ | a=20.0 | Std. Err. = .8234 | 0.78 | Oui | 895.72 | 0.000 | Oui |
| | | | t value =24.30 | | | | | |
| | | | P > t =0.000 | | | | | |
| | | | [95% Conf. Interval] 18.387 21.623 | | | | | |
| b=0.169 | Std. Err. =0.0061 | 0.80 | Oui | 1008.66 | 0.000 | Oui | | |
| | t value =27.78 | | | | | | | |
| | P > t =0.000 | | | | | | | |
| | [95% Conf. Interval] .1573 .1813 | | | | | | | |
| (4) | $R_C = R_{C0} + a * Ch * (t + 1)^b$ | a= 28.97 | Std. Err. = 1.916 | 0.80 | Oui | 1008.66 | 0.000 | Oui |
| | | | t value =15.12 | | | | | |
| | | | P > t =0.000 | | | | | |
| | | | [95% Conf. Interval] 25.207 32.737 | | | | | |
| b= 0.488 | Std. Err. = .0186 | 0.80 | Oui | 1008.66 | 0.000 | Oui | | |
| | t value =26.19 | | | | | | | |
| | P > t =0.000 | | | | | | | |
| | [95% Conf. Interval] .451 .524 | | | | | | | |

La figure 4.7 illustre une comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs théoriques prédites par les modèles (1), (2), (3) et (4) respectivement et cela en utilisant les données du tableau 4.3 (données d'apprentissage).

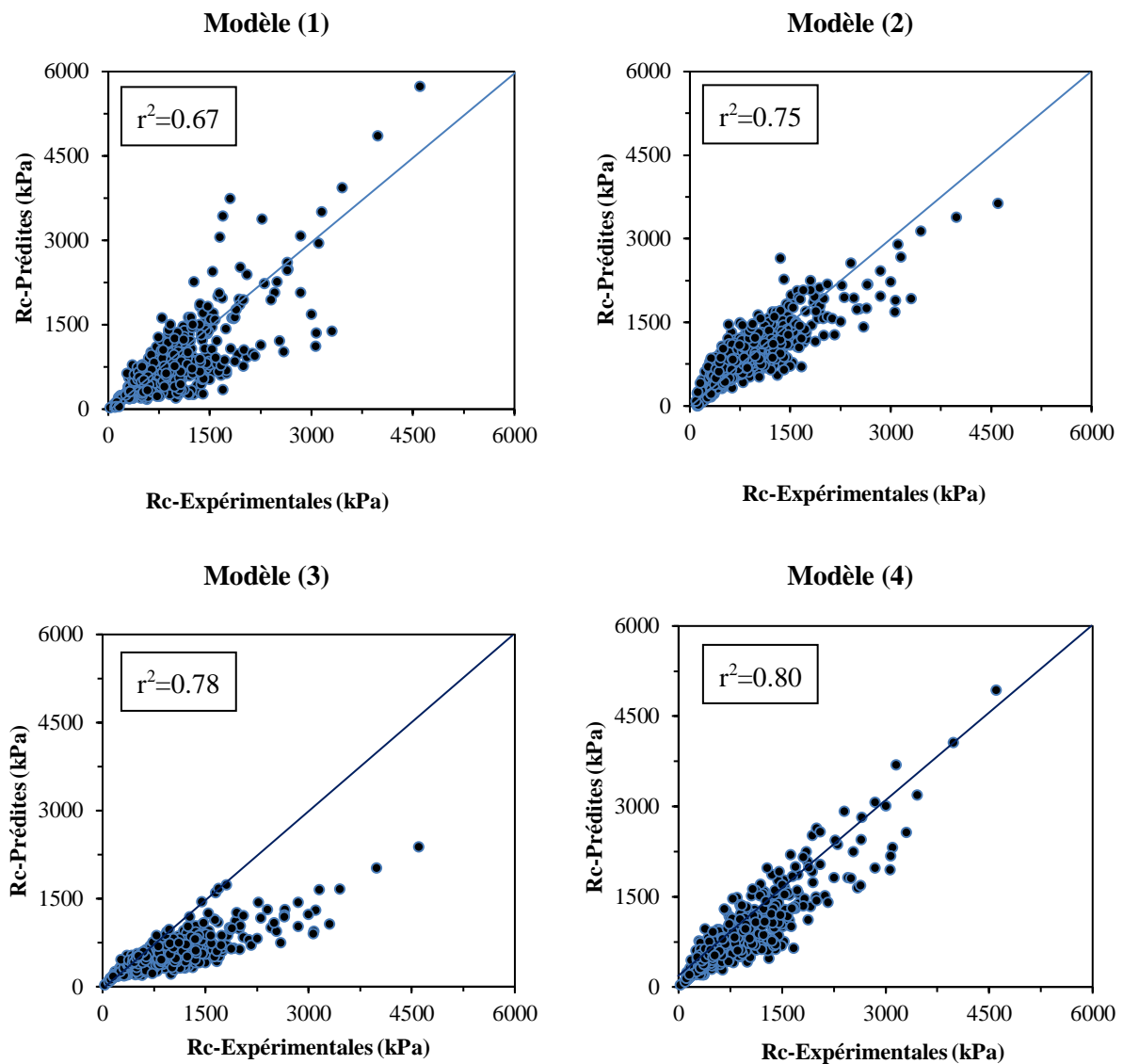


Figure 4.7—Comparaison entre les valeurs de la résistance à la compression prédites par les modèles proposés et les valeurs expérimentales

La figure 4.7 montre clairement que les modèles de résistance (1), (2) et (3) proposés dans cette étude montrent une dispersion marquée autour de la ligne d'égalité, par contre, le modèle (4) montre globalement une répartition dense des points autour de cette ligne. En plus, le modèle (4) donne la meilleure corrélation ($r^2 = 0.80$) par rapport aux autres modèles proposés (1, 2 et 3) qui présentaient des corrélations avec des coefficients inférieurs (0.67, 0.75 et 0.78 respectivement). Pour ces raisons, le modèle adopté est le modèle (4). Finalement, le meilleur

ajustement pour estimer la résistance à la compression des sols argileux stabilisés à la chaux a été trouvé comme suit:

$$R_c = R_{c0} + 28.97 * Ch * (t + 1)^{0.488} \quad (4.9)$$

La prédiction du gonflement des sols est un élément important dans les études géotechniques dans les régions où l'on trouve des argiles gonflantes et sur-consolidées. Les dommages dus au gonflement des sols sont très visibles dans un large éventail de structures de génie civil. Ce comportement provoque souvent des problèmes défavorables, tels que les tassements différentiels et le soulèvement du sol. Ces variations de volume entraînent des modifications des caractéristiques physiques du sol et des perturbations parfois responsables de dégâts graves. Le gonflement des sols fins peut être caractérisé par différentes grandeurs à savoir : l'indice de gonflement, l'indice de gonflement libre, le potentiel de gonflement, la pression de gonflement. La pression de gonflement représente la pression qu'il faut appliquer à un échantillon de sol pour empêcher sa déformation au cours de l'absorption d'eau (Khaddaj 1992). Le traitement des sols argileux à la chaux réduit considérablement la pression de gonflement de ces sols. L'effet de la chaux sur cette grandeur a été étudié par un nombre important de chercheurs (McCallister and Petry 1990, Basma and Tuncer 1991, Lasledj and Al-Mukhtar 2008 et Bourokba Mrabent et al. 2017). Des constatations communes ont été rapportées par ces auteurs qui stipulent que les échantillons de sol traités à la chaux ont immédiatement montré une réduction de la pression de gonflement, comme il illustré sur la figure 4.8.

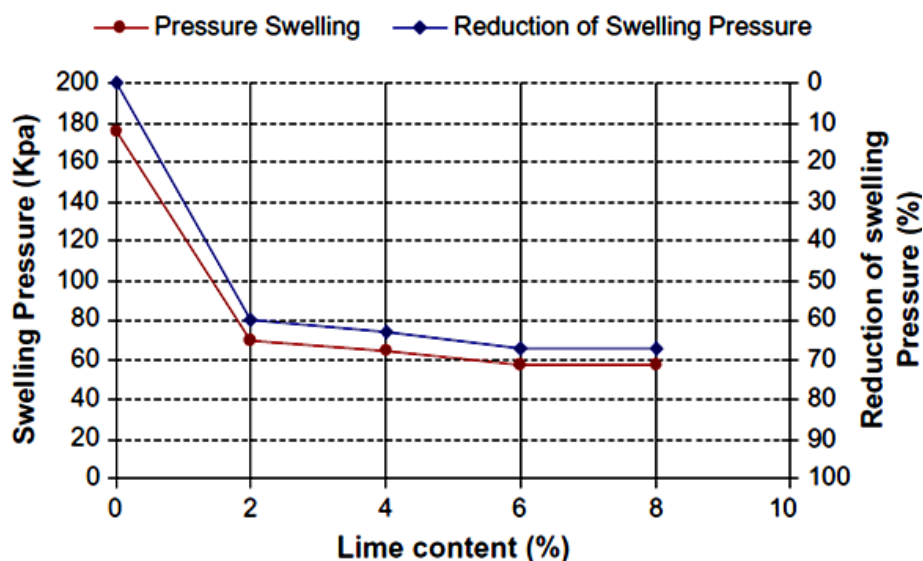


Figure 4.8-Effet de la chaux ajoutée sur la pression de gonflement des sols argileux (Bourokba Mrabent et al. 2017)

Dans le cadre de la prévision de la pression de gonflement (PG) des sols argileux traités à la chaux, différents modèles de la forme $PG = f(PG_0, Ch)$ ont été élaborés. Ils n'ont pas fourni des indicateurs statistiques satisfaisants. La difficulté rencontrée pour expliquer la variation de la pression de gonflement (PG) en utilisant seulement le pourcentage de la chaux ajoutée comme variable explicative, est peut être liée à ce que les taux de réduction de la pression de gonflement pour les différents sols traités ne sont pas les mêmes. La cause est probablement les différents facteurs affectant la stabilisation des sols argileux à la chaux tels que la granulométrie, l'indice de plasticité, la capacité d'échange cationique, la teneur en sulfates, la surface spécifique du sol, etc. (Solanki 2010). Pour ces raisons, des tentations d'expliquer la réduction de la pression de gonflement des sols stabilisés en retenant les variations de l'indice de plasticité de ces derniers comme variable explicative, ont été faites. La logique de ces tentations est la suivante : (1) plusieurs chercheurs ont rapporté qu'il existe une forte corrélation entre l'indice de plasticité (PI) et les propriétés de gonflement des sols fins (Nayak and Christensen 1971; Najjar et al. 2000; Zha et al. 2008), (2) le besoin de proposer une approche, non couteuse, d'estimation préliminaire de la pression de gonflement des sols traités à la chaux. Dans ce cadre, l'équation (4.10) présente le modèle donnant le meilleur ajustement avec la base de données récapitulée dans le tableau 4.4.

$$PG = \frac{PG_0}{1 + a * (PI_0 - PI)} \quad (4.10)$$

(PG_0) et (PG) sont les pressions de gonflement du sol naturel et stabilisé à la chaux respectivement, (PI_0) et (PI) : les indices de plasticité du sol naturel et traité à la chaux respectivement et (a) paramètre du modèle. Pour améliorer les indicateurs statistiques du modèle de gonflement proposé (r^2 , RME,...), l'ajustement du modèle a été réalisé en devisant la base de données en deux échantillons statistiques (tableaux 4.11 et 4.12).

Tableau 4.11—Analyse statistique du modèle de prédiction de la pression de gonflement le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.4 : cas 1 : $PG_0 \leq 300 \text{ kPa}$

| Equation | Paramètres du modèle (PG) | Résultats du t-test | Signif. Pram |
|---|---------------------------|-------------------------------------|----------------|
| $PG = \frac{PG_0}{1 + a * (PI_0 - PI)}$ | a=0.0709 | Std. Err. = .00745 | Oui |
| | | t- value =9.51 | |
| | | P > t =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0561 .0856 | |
| r^2 | F value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.81 | 423.71 | 0.000 | Oui |

Tableau 4.12– Analyse statistique du modèle de prédiction de la pression de gonflement le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 4.4 : cas 2 : $PG_0 > 300 \text{ kPa}$

| Equation | Paramètres du modèle PG | Résultats du <i>t</i> -test | Signif. Pram |
|---|-------------------------|-------------------------------------|----------------|
| $PG = \frac{PG_0}{1 + a * (PI_0 - PI)}$ | a=0.0261 | Std. Err. = .00210 | Oui |
| | | <i>t</i> -value =12.45 | |
| | | P > <i>t</i> =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0220 .0303 | |
| r^2 | <i>F</i> value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.93 | 998.78 | 0.000 | Oui |

Le premier échantillon contient des sols possédants des pressions de gonflement naturel (PG_0) inférieures ou égales à 300 kPa, et le deuxième pour les sols dont (PG_0) supérieures à 300 kPa. Les tableaux 4.11 et 4.12 résument les éléments importants des analyses statistiques élaborées. Les résultats de l'analyse statistique indiquent que les coefficients de détermination pour les deux cas ($PG_0 \leq 300 \text{ kPa}$ et $PG_0 > 300 \text{ kPa}$) sont respectivement 0.81 et 0.93, ce qui signifie que 81% et 93% des variations de la pression de gonflement des sols argileux stabilisés à la chaux (PG) pour le premier cas et pour le deuxième cas respectivement, sont expliquées par la grandeur (PI_0-PI) qui représente l'écart entre l'indice de plasticité du sol vierge et traité à la chaux respectivement pour un pourcentage de chaux ajoutée donné. Ces résultats montrent que le pouvoir explicatif du modèle est largement satisfaisant. Par ailleurs, les (*F*-test) de signification globale du modèle montrent que les p-value (P_r) des (*F*-test) sont inférieures à 5% ce qui signifie que le modèle est globalement significatif.

Les (*t*-test) réalisés pour examiner l'impact de la grandeur (PI_0-PI), retenue comme variable explicative dans le modèle, sur la pression de gonflement (PG) ont indiqué, en se basant sur les valeurs de (*P*) (voir les tableaux 4.11 et 4.12), que toutes les p-value du (*t*-test) sont inférieures à (0.05), ce qui implique que la variable explicative (PI_0-PI) retenue dans le modèle proposé a un impact significatif sur la pression de gonflement (PG).

La figure 4.9 présente une comparaison entre les valeurs de la pression de gonflement expérimentales et prédites par le modèle proposé en utilisant les données du tableau 4.4. La figure 4.9 montre clairement, globalement, une répartition dense des points autour de la ligne d'égalité. Cela prouve que les équations empiriques proposées décrivent bien l'effet de la chaux sur la pression de gonflement des sols argileux stabilisés.

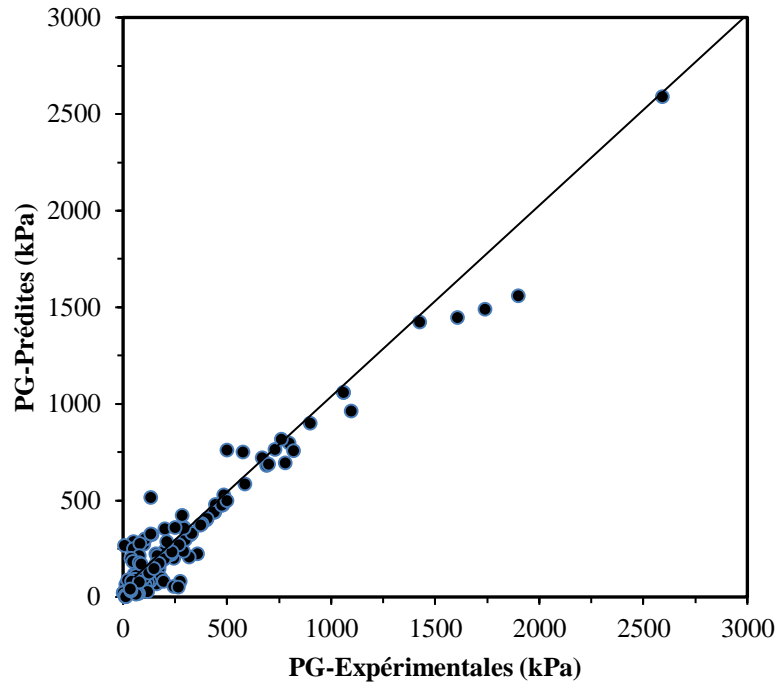


Figure 4.9- Comparaison entre les valeurs de la pression de gonflement (PG) prédites par le modèle proposé et les valeurs expérimentales

Pour ces raisons, les meilleurs ajustements pour estimer la pression de gonflement des sols argileux stabilisés à la chaux ont été trouvés comme suit:

$$PG = \frac{PG_0}{1 + 0.0709 * (PI_0 - PI)} \quad \text{pour } PG_0 \leq 300 \text{ kPa} \quad (4.10)$$

$$PG = \frac{PG_0}{1 + 0.0261 * (PI_0 - PI)} \quad \text{pour } PG_0 > 300 \text{ kPa} \quad (4.11)$$

4.5. Validation des modèles

La dernière étape dans le développement de tout modèle prédictif est la validation du modèle par des données indépendantes qui n'ont pas été considérées dans la phase d'ajustement (Mujtaba et al. 2013). Dans ce cadre, après la formulation des modèles de plasticité, un nouvel ensemble de 15 paires de valeurs expérimentales extraites à partir de 3 travaux de recherche supplémentaires (Mamatha and Dinesh 2017; Baldovino et al 2018 et James and Pandian 2018), ont été utilisées pour la validation des modèles prédictifs proposés (équations 4.1 et 4.2). Les résultats de la validation ont été listés sur le tableau 4.13 et représentés graphiquement en traçant les valeurs expérimentales de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité en fonction des valeurs prédites par les équations (4.1) et (4.2) respectivement, comme illustré sur la figure 4.10.

L'erreur moyenne relative (RME) (indiquée dans le tableau 4.13 et la figure 4.10) est la moyenne des erreurs relatives E(%) calculées en utilisant l'équation suivante :

$$E(\%) = \frac{O_{Exp} - O_{Pred}}{O_{Exp}} * 100 \quad (4.12)$$

Où E (%) est l'erreur relative, O_{Exp} est la valeur expérimentale du paramètre étudié (par exemple LL ou PI) et O_{Pred} la valeur correspondante obtenue par le modèle.

Tableau 4.13-Comparaison entre les propriétés de plasticité expérimentales obtenues à partir des travaux recherche supplémentaire et celles prédites par les modèles LL et PI

| Auteurs | Chaux (%) | LL-Expr. (%) | LL-Préd. (%) | E (%) | PI-Expr. (%) | PI-Préd. (%) | E (%) |
|---------------------------|-----------|--------------|--------------|-------------|--------------|--------------|-------------|
| Mamatha and Dinesh (2017) | 0 | 71.00 | 71.00 | 0.0 | 48.00 | 48.00 | 0.0 |
| | 2 | 64.02 | 68.87 | -7.6 | 36.95 | 35.40 | 4.4 |
| | 3 | 61.91 | 67.38 | -8.8 | 34.03 | 31.98 | 6.4 |
| | 4 | 59.87 | 66.13 | -10.5 | 31.00 | 29.17 | 6.3 |
| | 5 | 58.03 | 65.04 | -12.1 | 28.03 | 26.81 | 4.6 |
| Baldovino et al (2018) | 0 | 53.05 | 53.05 | 0.0 | 21.23 | 21.23 | 0.0 |
| | 3 | 52.00 | 50.16 | 3.5 | 18.67 | 18.19 | 2.6 |
| | 5 | 50.97 | 49.54 | 2.8 | 13.47 | 16.83 | -20.0 |
| | 7 | 49.88 | 49.10 | 1.6 | 15.21 | 15.67 | -2.9 |
| | 9 | 49.66 | 48.74 | 1.9 | 14.16 | 14.65 | -3.3 |
| | 11 | 48.36 | 48.43 | -0.2 | 11.92 | 13.76 | -13.4 |
| James and Pandian (2018) | 0 | 68.00 | 68.00 | 0.0 | 41.00 | 41.00 | 0.0 |
| | 3 | 64.00 | 64.38 | -0.6 | 31.00 | 29.17 | 6.3 |
| | 5.5 | 53.12 | 54.23 | -2.1 | 15.55 | 16.29 | -4.6 |
| | 7 | 49.20 | 51.03 | -3.7 | 12.31 | 14.06 | -12.5 |
| Totale RME | | | | ±3.7 | | | ±5.8 |

Les erreurs moyennes totales de $\pm 3.7\%$ et $\pm 5.8\%$ constatées entre les résultats expérimentaux et les résultats prédits par les modèles LL et PI respectivement, indiquent que les modèles proposés peuvent être utilisés comme des outils fiables pour estimer ces paramètres dans le cas des sols argileux stabilisés avec la chaux.

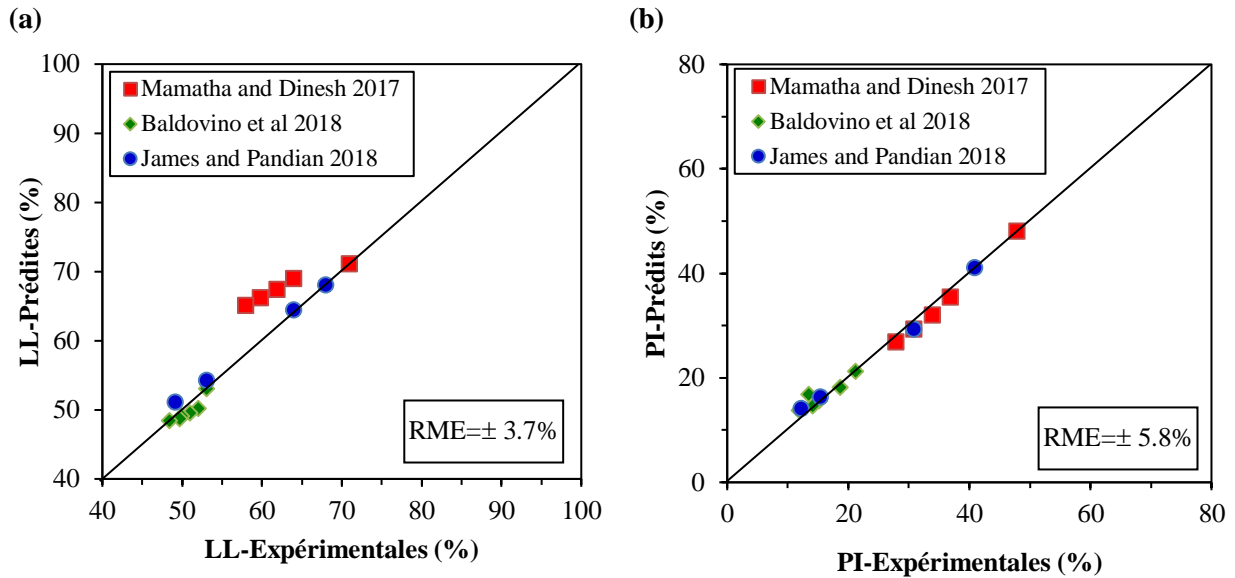


Figure 4.10—RME entre les propriétés de plasticité expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites: (a) le modèle LL (b) Le modèle PI

Un test de validation a été fait pour vérifier la précision des modèles de compactage proposés en utilisant une base de données supplémentaire non incluse dans la phase de calibration (figure 4.11 et tableau 4.14).

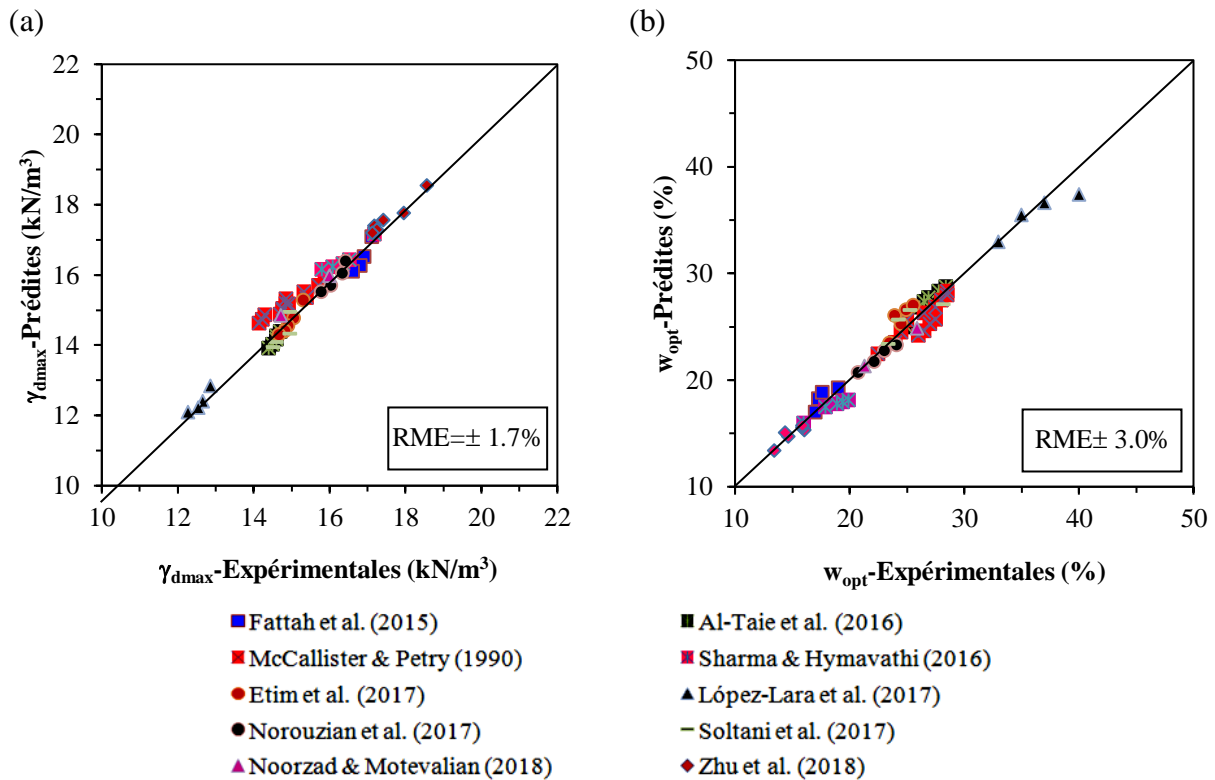


Figure 4.11—RME entre les propriétés de compactage expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et ceux prédites par (a) le modèle γ_{dmax} (b) le modèle w_{opt}

Tableau 4.14-Comparaison entre les propriétés de compactage expérimentales obtenues à partir des travaux recherche supplémentaires et celles prédites par les modèles γ_{dmax} et w_{opt}

| Auteurs | Chaux (%) | γ_{dmax} -Expr. (kN/m ³) | γ_{dmax} -Préd. (kN/m ³) | E (%) | w_{opt} -Expr. (%) | w_{opt} -Préd. (%) | E (%) |
|----------------------------|----------------------|---|---|-------|----------------------|----------------------|-------|
| McCallisterand Petry(1990) | 0 | 15.87 | 15.87 | 0.0 | 22.50 | 22.50 | 0.0 |
| | 1 | 15.32 | 15.53 | -1.4 | 24.00 | 23.58 | 1.8 |
| | 2 | 14.84 | 15.34 | -3.4 | 26.00 | 24.21 | 6.9 |
| | 3 | 14.84 | 15.20 | -2.5 | 26.50 | 24.65 | 7.0 |
| | 5 | 14.77 | 15.02 | -1.7 | 27.00 | 25.28 | 6.4 |
| | 7 | 14.70 | 14.89 | -1.3 | 27.50 | 25.73 | 6.4 |
| | 0 | 15.71 | 15.71 | 0.0 | 24.50 | 24.50 | 0.0 |
| | 1 | 15.39 | 15.37 | 0.1 | 25.00 | 25.67 | -2.7 |
| | 2 | 14.92 | 15.18 | -1.8 | 26.50 | 26.36 | 0.5 |
| | 3 | 14.77 | 15.05 | -1.9 | 27.50 | 26.85 | 2.4 |
| | 5 | 14.29 | 14.87 | -4.1 | 28.00 | 27.53 | 1.7 |
| | 7 | 14.22 | 14.74 | -3.7 | 28.50 | 28.02 | 1.7 |
| | 9 | 14.14 | 14.65 | -3.6 | 28.50 | 28.40 | 0.4 |
| | Fattah et al. (2015) | 0 | 17.10 | 17.10 | 0.0 | 17.00 | 17.00 |
| 2 | | 16.90 | 16.53 | 2.2 | 17.30 | 18.29 | -5.7 |
| 4 | | 16.80 | 16.27 | 3.1 | 17.60 | 18.89 | -7.3 |
| 6 | | 16.60 | 16.11 | 3.0 | 19.00 | 19.28 | -1.5 |
| Al-Taie et al. (2016) | 0 | 14.90 | 14.90 | 0.0 | 25.00 | 25.00 | 0.0 |
| | 2 | 14.70 | 14.40 | 2.0 | 26.10 | 26.90 | -3.1 |
| | 3 | 14.60 | 14.28 | 2.2 | 26.50 | 27.39 | -3.4 |
| | 4 | 14.60 | 14.18 | 2.9 | 26.90 | 27.78 | -3.3 |
| | 6 | 14.50 | 14.04 | 3.2 | 27.80 | 28.36 | -2.0 |
| | 8 | 14.40 | 13.93 | 3.2 | 28.40 | 28.79 | -1.4 |
| Sharma and Hymavathi(2016) | 0 | 17.17 | 17.17 | 0.0 | 16.00 | 16.00 | 0.0 |
| | 3 | 16.51 | 16.45 | 0.4 | 17.90 | 17.53 | 2.1 |
| | 4 | 16.35 | 16.34 | 0.1 | 18.90 | 17.78 | 5.9 |
| | 5 | 16.08 | 16.25 | -1.0 | 19.44 | 17.98 | 7.5 |
| | 6 | 15.79 | 16.17 | -2.4 | 19.91 | 18.15 | 8.8 |
| | Etim et al. (2017) | 0 | 15.30 | 15.30 | 0.0 | 23.50 | 23.50 |
| 2 | | 15.05 | 14.79 | 1.7 | 24.52 | 25.28 | -3.1 |
| 4 | | 14.90 | 14.56 | 2.3 | 23.95 | 26.11 | -9.0 |
| 6 | | 14.81 | 14.41 | 2.7 | 24.93 | 26.66 | -6.9 |
| 8 | | 14.66 | 14.31 | 2.4 | 25.53 | 27.07 | -6.0 |
| López-Lara et al. (2017) | | 0 | 12.85 | 12.85 | 0.0 | 33.00 | 33.00 |
| | 2 | 12.65 | 12.42 | 1.8 | 35.00 | 35.50 | -1.4 |
| | 4 | 12.54 | 12.23 | 2.5 | 37.00 | 36.67 | 0.9 |
| | 6 | 12.26 | 12.11 | 1.3 | 40.00 | 37.43 | 6.4 |
| Norouzian et al. (2017) | 0 | 16.41 | 16.41 | 0.0 | 20.77 | 20.77 | 0.0 |
| | 1 | 16.34 | 16.06 | 1.7 | 22.13 | 21.76 | 1.7 |
| | 3 | 16.02 | 15.72 | 1.9 | 23.02 | 22.76 | 1.1 |
| | 5 | 15.77 | 15.53 | 1.5 | 24.08 | 23.34 | 3.1 |
| Soltani et al. (2017) | 0 | 14.95 | 14.95 | 0.0 | 23.40 | 23.40 | 0.0 |
| | 3 | 14.95 | 14.32 | 4.2 | 24.26 | 25.64 | -5.7 |
| | 6 | 14.60 | 14.08 | 3.5 | 25.30 | 26.54 | -4.9 |
| | 9 | 14.51 | 13.94 | 4.0 | 28.21 | 27.12 | 3.9 |

Tableau 4.14- (Suite)

| | | | | | | | |
|-------------------------------|----|-------|-------|-------------|-------|-------|-------------|
| Noorzad and Motevalian (2018) | 0 | 15.99 | 15.99 | 0.0 | 21.33 | 21.33 | 0.0 |
| | 10 | 14.72 | 14.86 | -1.0 | 25.92 | 24.86 | 4.1 |
| Zhu et al. (2018) | 0 | 18.56 | 18.56 | 0.0 | 13.43 | 13.43 | 0.0 |
| | 3 | 17.94 | 17.78 | 0.9 | 14.65 | 14.72 | -0.4 |
| | 5 | 17.41 | 17.56 | -0.9 | 14.37 | 15.09 | -5.0 |
| | 7 | 17.17 | 17.42 | -1.4 | 16.05 | 15.36 | 4.3 |
| | 9 | 17.24 | 17.30 | -0.4 | 15.88 | 15.57 | 2.0 |
| | 11 | 17.13 | 17.21 | -0.4 | 15.91 | 15.73 | 1.1 |
| Totale RME (%) | | | | ±1.7 | | | ±3.0 |

Dans ce cadre, un ensemble de 53 paires de données a été utilisé pour la validation des modèles prédictifs proposés. Ces données ont été extraites à partir de 10 travaux de recherche supplémentaires (McCallister and Petry 1990; Fattah et al. 2015; Al-Taie et al. 2016; Sharma and Hymavathi 2016; Etim et al. 2017; López-Lara et al. 2017; Norouzian et al. 2017; Soltani et al. 2017; Noorzad and Motevalian 2018 et Zhu et al. 2018). Les erreurs moyenne relatives (RME) (indiquées sur la figure 4.11 et le tableau 4.14) ont été calculées en utilisant l'équation (4.12). Des erreurs relatives moyennes totales de $\pm 1.7\%$ et $\pm 3.0\%$ constatées entre les résultats expérimentaux et les résultats prédits par le modèle γ_{dmax} et le modèle w_{opt} respectivement, indiquent que les degrés de précisions des modèles compactage proposés sont intéressants.

Une étude de comparaison a été réalisée entre les précisions d'estimation fournies par les modèles de compactage proposés dans cette étude avec celles fournis par des modèles de la littérature proposés par Hussain and Dash (2015) (voir chapitre 2), basée sur des données expérimentales de la littérature (figures 4.12 et 4.13). Les données expérimentales utilisées dans cette étude ont été compilées à partir de 7 travaux de recherche (McCallister and Petry 1990; Fattah et al. 2015; Al-Taie et al. 2016; López-Lara et al. 2017; Soltani et al. 2017; Noorzad and Motevalian 2018 et Zhu et al. 2018). La figure 4.12 (a) montre une comparaison entre les densités sèches maximales expérimentales γ_{dmax} obtenues à partir des travaux de recherche cités ci-dessus et celles prédites par le modèle proposé dans cette étude, tandis que la figure 4.12 (b) illustre une comparaison entre ces densités sèches maximales expérimentales et celles prédites par le modèle proposé par Hussain and Dash (2015). Les erreurs relatives, calculées par l'équation (4.12), entre les densités sèches maximales prédites par le modèle proposé dans notre étude et celles expérimentales se situent entre 0% et 4.2%

avec une RME de $\pm 1.8\%$ contre des erreurs relatives comprises entre 0.1% et 16.9% prédites par le modèle proposé par Hussain and Dash (2015) et une RME de $\pm 6\%$.

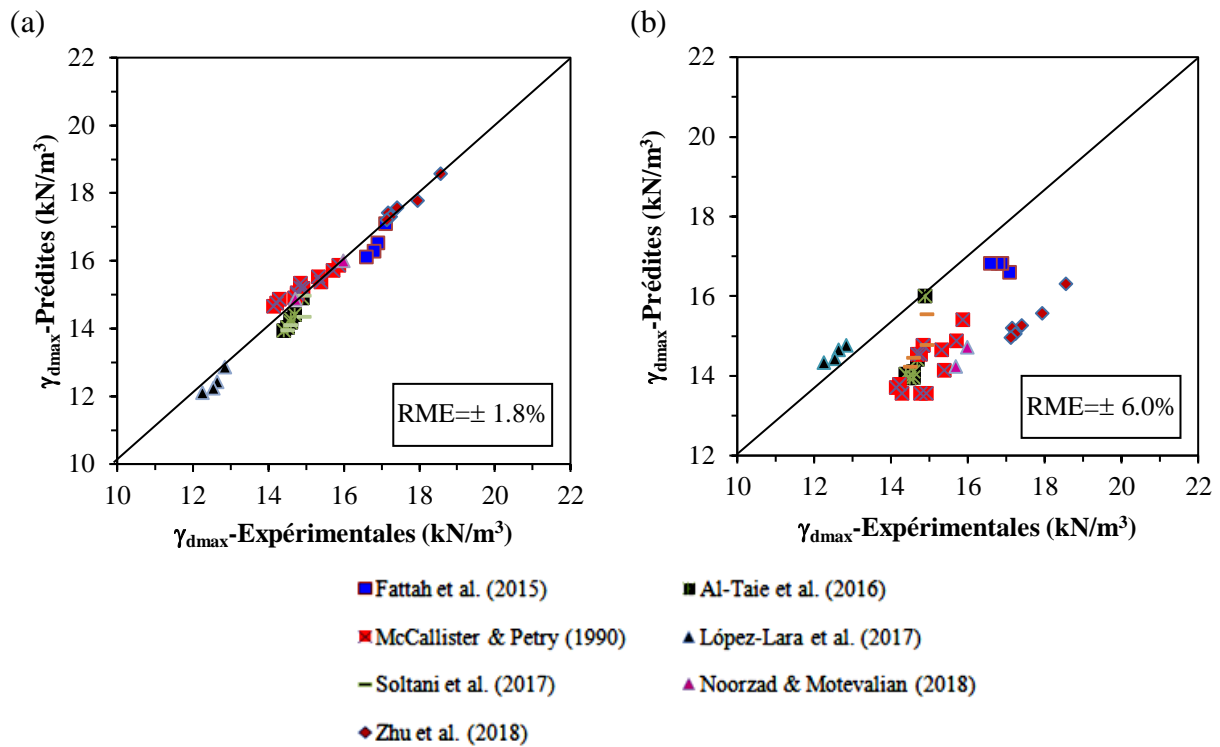


Figure 4.12–RME entre les densités sèches maximales expérimentales et celles prédites par le modèle : (a) proposé dans cette étude (b) proposé par Hussain and Dash (2015)

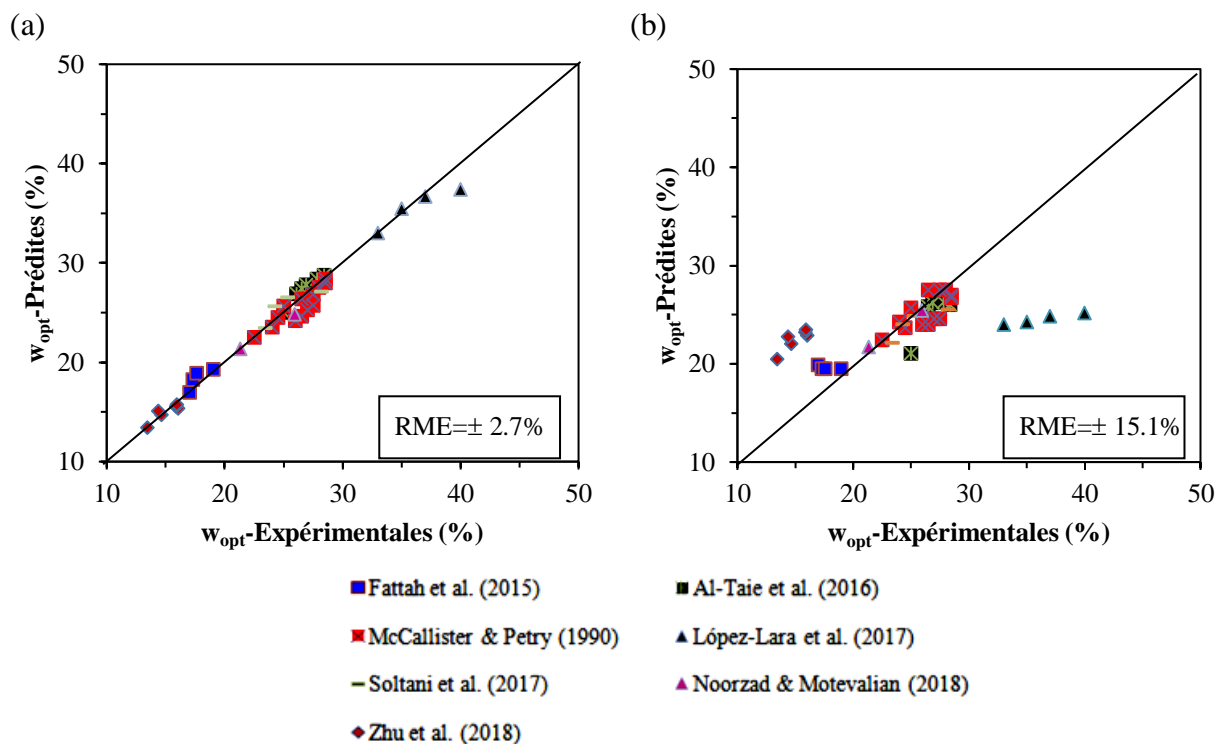


Figure 4.13–RME entre les teneurs en eau optimale expérimentales et celles prédites par le modèle: (a) proposé dans cette étude (b) proposé par Hussain and Dash (2015)

La figure 4.13 (a) illustre une comparaison entre les teneurs en eau optimales expérimentales extraites à partir des 7 travaux de recherche cités ci-dessus et celles prédites par le modèle w_{opt} proposé dans cette étude. La figure 4.13 (b) montre une comparaison entre ces teneurs en eau expérimentales et celles prédites par le modèle de Hussain and Dash (2015). Les erreurs relatives entre les teneurs en eau optimales prédites par le modèle proposé dans le présent travail se situent entre 0% et 7.3% des valeurs expérimentales avec une RME de $\pm 2.7\%$ contre des erreurs relatives comprises entre 0.02% et 58.3% prédites par le modèle proposé par Hussain and Dash (2015) et une RME de $\pm 15.14\%$. Cela explique les distributions des points éloignés des lignes d'égalités dans les figures 4.12 (b) et 4.13 (b).

Dans le but de vérifier la précision du modèle de résistance (R_c) proposé, une étude de validation a été élaborée. Dans ce contexte, après la formulation du modèle prédictif de résistance, un nouvel ensemble de 32 paires de données a été exploité dans cette étude de validation. Ces données ont été extraites à partir de 4 travaux de recherche supplémentaires (Little et al.1987; Dayioglu et al. 2017; Gadouri et al. 2017 et Noorzad and Motevalian. 2018). Les résultats obtenus dans cette étude sont récapitulés dans la figure 4.14 et le tableau 4.15.

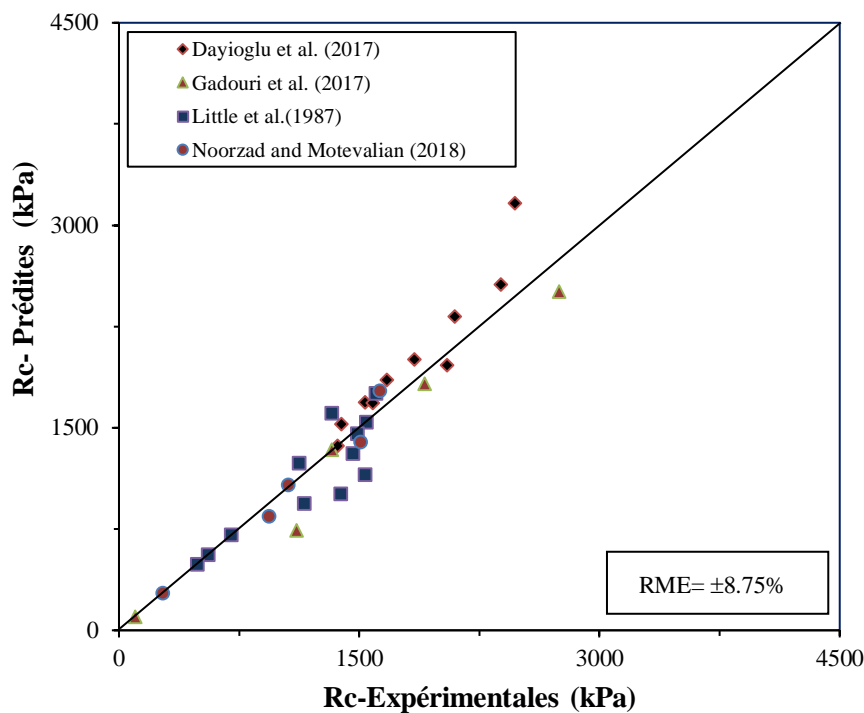


Figure 4.14—RME entre les valeurs de résistance prédites par le modèle et celles expérimentales en utilisant des études supplémentaires

Tableau 4.15– Erreurs relatives entre les valeurs de résistance à la compression prédites par le modèle et celles expérimentales fournies par des travaux de recherche supplémentaires

| Source des données | Teneurs en chaux(%) | Durée de cure (jours) | Rc-Expé. (kPa) | Rc-Préd. (kPa) | E(%) | RME(%) |
|-------------------------------|---------------------|-----------------------|----------------|----------------|-------|--------------|
| Little et al. (1987) | 0 | 0 | 558,48 | 558,48 | 0,0 | 10.4 |
| | 3 | 28 | 1385,85 | 1007,97 | 27,3 | |
| | 5 | 28 | 1461,69 | 1307,63 | 10,5 | |
| | 7 | 28 | 1330,69 | 1607,29 | -20,8 | |
| | 0 | 0 | 489,53 | 489,53 | 0,0 | |
| | 3 | 28 | 1158,32 | 939,02 | 18,9 | |
| | 5 | 28 | 1123,85 | 1238,68 | -10,2 | |
| | 7 | 28 | 1544,43 | 1538,34 | 0,4 | |
| | 0 | 0 | 703,27 | 703,27 | 0,0 | |
| | 3 | 28 | 1537,53 | 1152,76 | 25,0 | |
| | 5 | 28 | 1489,27 | 1452,42 | 2,5 | |
| | 7 | 28 | 1606,48 | 1752,08 | -9,1 | |
| Dayioglu et al. (2017) | 0 | 0 | 1363,36 | 1363,36 | 0,0 | 9.6 |
| | 4 | 01 | 1388,06 | 1525,88 | -9,9 | |
| | 8 | 01 | 1537,83 | 1688,40 | -9,8 | |
| | 12 | 01 | 1672,16 | 1850,92 | -10,7 | |
| | 4 | 07 | 1584,15 | 1683,04 | -6,2 | |
| | 8 | 07 | 1843,54 | 2002,72 | -8,6 | |
| | 12 | 07 | 2096,76 | 2322,40 | -10,8 | |
| | 4 | 28 | 2047,35 | 1962,68 | 4,1 | |
| Gadouri et al. (2017) | 8 | 28 | 2383,94 | 2562,00 | -7,5 | 9.5 |
| | 12 | 28 | 2471,95 | 3161,32 | -27,9 | |
| | 0 | 0 | 100,00 | 100,00 | 0,0 | |
| | 8 | 07 | 1110,00 | 739,36 | 33,4 | |
| | 8 | 30 | 1330,00 | 1338,29 | -0,6 | |
| Noorzad and Motevalian (2018) | 8 | 60 | 1910,00 | 1822,98 | 4,6 | 5.5 |
| | 8 | 120 | 2750,00 | 2506,79 | 8,8 | |
| | 0 | 0 | 274,50 | 274,50 | 0,0 | |
| | 10 | 03 | 935,65 | 844,34 | 9,8 | |
| | 10 | 07 | 1056,85 | 1073,70 | -1,6 | |
| | 10 | 15 | 1510,91 | 1395,38 | 7,6 | |
| | 10 | 28 | 1630,62 | 1772,80 | -8,7 | |
| Total RME (%) | | | | | | ±8.75 |

La figure 4.14 et le tableau 4.15 illustrent une étude de comparaison entre les valeurs expérimentales de résistance, extraites des travaux de recherche cités ci-dessus et celles calculées en utilisant le modèle de résistance proposé et représenté par l'équation (4.9). L'erreur moyenne totale de $\pm 8.75\%$, constatée entre les résultats expérimentaux et les résultats de résistance prédits, indique que le modèle proposé donne des degrés de précision

remarquables. Cela prouve que ce modèle peut-être utilisé comme un outil fiable pour estimer la résistance à la compression des sols argileux stabilisés avec différentes teneurs en chaux. En vue de comparer la précision d'estimation du modèle de résistance élaboré avec d'autres modèles proposés dans la littérature, une étude de comparaison entre les résultats prévus par notre modèle et ceux prévus par deux modèles proposés par Consoli et al. (2009) et Baldovino et al. (2017) a été réalisée. Cette comparaison était basée sur des données expérimentales compilées à partir de 6 études publiées (Tuncer and Basma 1991; Siddique and Hossain 2011; Dayioglu et al. 2017; Harish 2017; Jahandari et al. 2017 et Noorzad and Motevalian 2018). Il faut signaler que ces travaux de recherche choisis, obéissent aux domaines de validité préconisés par Consoli et al. (2009) et Baldovino et al. (2017) respectivement. Les résultats de la comparaison sont illustrés par la figure 4.15 (a) et (b).

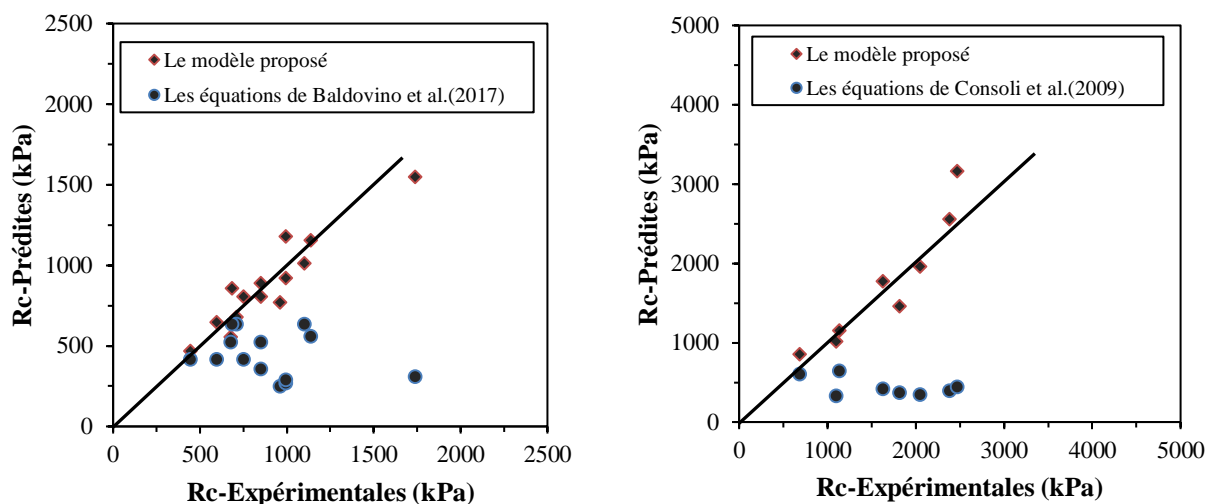


Figure 4.15—Comparaison des résultats d'estimation fournis par le modèle Rc proposé et ceux fournis par des modèles de la littérature

La comparaison avec le modèle de Baldovino et al. (2017), a été réalisée en utilisant 14 paires de données. Ces données ont été extraites des travaux de (Tuncer and Basma 1991; Siddique and Hossain 2011; Harish 2017 et Jahandari et al. 2017). L'erreur moyenne relative entre les valeurs de résistance expérimentales et celles estimées en utilisant les équations proposées par Baldovino et al. (2017) ont dépassées les 40% contre 10.4% obtenues en utilisant le modèle proposé dans cette étude. Pour le cas des équations proposées par Consoli et al. (2009), elles ont été validées en utilisant 8 paires de valeurs compilées à partir de 3 études (Dayioglu et al. 2017; Jahandari et al. 2017 et Noorzad and Motevalian 2018) et les erreurs relatives moyenne trouvées ont dépassé les 65% contre 12.8% obtenues en utilisant le modèle proposé. Cela

explique les distributions des points éloignés des lignes d'égalité, constatées sur la figure 4.15.

4.6. Étude paramétrique

Dans cette section, et après l'élaboration et la validation des différents modèles, des études paramétriques ont été menées pour montrer les effets et les influences des différents paramètres de calcul considérés dans les modèles proposés sur les propriétés géotechniques des sols améliorés à la chaux. Cette analyse paramétrique a également été réalisée afin de vérifier la capacité de ces modèles à évaluer l'effet de cet ajout cimentaire sur les propriétés de plasticité (LL et PI), les paramètres de compactage (w_{opt} et γ_{dmax}), la résistance à la compression R_C et la pression de gonflement, des sols argileux stabilisés à la chaux.

4.6.1. Effet de la chaux sur les propriétés de plasticité (LL et PI)

La figure 4.16 montre une étude paramétrique menée pour vérifier la capacité des modèles de plasticité proposés à évaluer l'effet de la chaux sur les propriétés de plasticité des sols argileux stabilisés en exécutant les équations (4.1) et (4.2) pour des propriétés de sol supposées. Rappelons que les variables explicatives retenues dans le modèle (LL) pour expliquer la variation de la limite de liquidité (LL) des sols argileux stabilisés par la chaux sont :

1. l'activité du sol (A_C),
2. le rapport (pH_0/pH_{Crit}) où pH_0 et pH_{Crit} sont respectivement le pH du sol naturel et le pH critique qui représente la valeur du pH ($pH_{Crit} = 12.4$) qui correspond à la teneur optimale de la chaux au-delà de laquelle les changements dans les propriétés de plasticité du sol stabilisé ne sont pas significatifs (Al-Taie et al. 2016)
3. et le pourcentage de la chaux.

Pour l'indice de plasticité, les variables explicatives retenues dans le modèle (PI) sont:

1. l'activité du sol (A_C),
2. l'écart entre le pH critique et le pH du sol naturel ($pH_{Crit} - pH_0$)
3. et le pourcentage de la chaux.

À cet effet, nous avons supposé les propriétés de plasticité d'un sol argileux vierge comme suit : la limite de liquidité, $LL_0 = 70\%$, l'indice de plasticité, $PI_0 = 40\%$ et l'activité du sol, $A_C = 0.80$. Afin de voir l'impact du taux d'acidité du sol naturel sur les variations de la limite de liquidité (LL) et de l'indice de plasticité des sols argileux traités par la chaux, le pH du sol

naturel (pH_0) supposé, a été varié comme suit $pH_0=5.0, 7.5$ et 10.0 . Différentes teneurs à la chaux ont été considérées (2, 4, 6, 8 et 10%) pour évaluer leurs influencent sur la limite de liquidité et sur l'indice de plasticité du sol stabilisé. La figure 4.16 (a) et (b), illustre cette étude paramétrique.

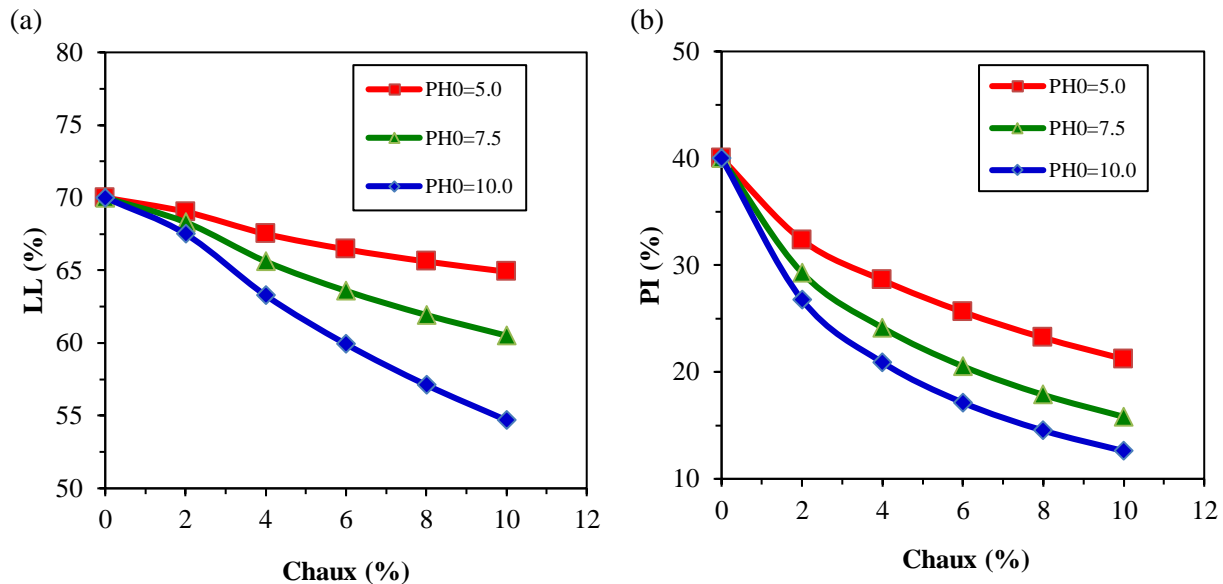


Figure 4.16–Evaluation empirique de l'évolution de la plasticité des sols argileux traités à la chaux basée sur les modèles proposés : effet du pH du sol naturel

Plusieurs chercheurs ont rapporté dans leurs travaux publiés, que la limite de liquidité et l'indice de plasticité diminuent avec l'augmentation de la teneur de la chaux (Indraratna 1996 ; Guney 2007 ; Saride et al. 2010 ; Al-Taie et al. 2016 ; Consoli et al. 2016 et Jahandari 2017). Ces tendances ont été confirmées par les modèles (LL) et (PI) proposés (figure 4.16 (a) et (b)). La figure 4.16 montre aussi l'impact du degré d'acidité du sol naturel sur l'influence de la chaux sur les propriétés de plasticité du sol traité. D'après cette figure, plus le pH du sol naturel est élevé, plus l'effet de la chaux sur la limite de liquidité et l'indice de plasticité est plus important. Cet effet se traduit par des diminutions importantes obtenues dans la limite de liquidité et dans l'indice de plasticité, en ajoutant de petites quantités de chaux. Par exemple pour un $pH_0=5.0$, le modèle LL estime que la limite de liquidité peut diminuer de 70% à 67.51 et 65.61% avec l'addition de 4 et 8% de chaux, respectivement. Ceci correspond à des réductions de 3.6% et 6,3% des valeurs de la limite de liquidité du sol naturel, lorsqu'on utilise respectivement 4 et 8% de chaux (figure 4.16 (a)). Cependant, pour le même pH du sol naturel, des diminutions des valeurs de l'indice de plasticité de 40% à 28,59 et 23,21% respectivement avec l'ajout de 4 et 8% de chaux ont été prédites par le modèle (PI). Cela

correspond à des réductions de 28.5% et de 43.4% des valeurs de cette propriété en utilisant respectivement 4 et 8% de chaux (figure 4.16 (b)).

Par contre pour le cas d'un sol possédant un pH élevé ($pH_0=10.0$), la limite de liquidité peut diminuer de 70% à 63.28 et 57.12% avec l'addition de 4 et 8% de chaux, respectivement. Ceci correspond à des réductions de 9.6% et 18,4% des valeurs de la limite de liquidité du sol naturel (figure 4.16 (a)). Cependant, pour le même pH du sol, des diminutions des valeurs de l'indice de plasticité de 40% à 20,89 et 14,52% respectivement avec l'ajout de 4 et 8% de chaux ont été prédites par le modèle PI. Cela correspond à des réductions de 47.8% et de 64.6% des valeurs de cette propriété en utilisant respectivement 4 et 8% de chaux (figure 4.16 (b)). Cela peut être expliqué comme suit : la diminution immédiate dans les propriétés de plasticité étudiées, peut être attribuée à l'échange de cations qui peut créer des liens dans la matrice du sol et / ou provoquer une agrégation des particules de sol (de Brito Galvão et al. 2004). Cet échange de cations causé en premier lieu par une augmentation de la concentration en ions calcium et, par conséquent, une augmentation de la concentration en électrolyte du fluide interstitiel, ensuite les ions calcium libérés par la chaux remplacent les ions échangeables des sols, entraînant une réduction de l'épaisseur de la couche à double diffusion (DDL) (Jha and Sivapullaiah. 2015). Ces facteurs contribuent à la réduction de la limite de liquidité. La limite de plasticité est une mesure de la cohésion des particules de sol et l'ajout de la chaux au sol augmente la concentration et la viscosité du fluide interstitiel, augmentant ainsi la résistance au cisaillement entre les particules, conduisant à une augmentation de la limite de plasticité (Hussain and Dash 2011 ; Jha and Sivapullaiah 2015). Donc une diminution dans la limite de liquidité accompagnée par une augmentation de la limite de plasticité résulte en une diminution importante de l'indice de plasticité.

L'addition de la chaux à un sol dont le pH est initialement élevé entraîne une augmentation immédiate du pH, créant des charges négatives à la surface du sol. Cela se traduit par une augmentation de la capacité d'échange cationique des sols, créant ainsi un meilleur environnement pour la réaction d'échange cationique (de Brito Galvão et al. 2004). Un comportement similaire a été observé par plusieurs chercheurs en comparant leurs résultats expérimentaux aux valeurs prédites par le modèle (PI). McCallister and Petry (1990) ont rapporté que l'indice de plasticité des sols argileux de type CH avec un $pH_0=8.4$ a diminué de 30% à 22.0 (24.25% prédite par le modèle (PI)) et 12.0% (12.43% prédite par le modèle (PI)) en utilisant respectivement 1 et 8% de chaux. La même tendance a été signalée par plusieurs

chercheurs (Manasseh and Olufemi 2008 ; Cerato et al. 2011 ; Estabragh et al. 2013 ; Fattah et al. 2015).

4.6.2. Effet de la chaux sur les caractéristiques de compactage (w_{opt} et γ_{dmax})

La figure 4.17 illustre une analyse paramétrique effectuée pour vérifier la capacité des modèles de compactage proposés et pour évaluer l'effet de la chaux sur les propriétés de compactage des sols argileux stabilisés en traçant les équations (4.3) et (4.4). À cet effet, nous avons supposé les caractéristiques de compactage d'un sol argileux vierge comme suit : $\gamma_{dmax0} = 17 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $w_{opt0} = 22\%$ et différentes teneurs à la chaux (2, 4, 6, 8 et 10%) ont été considérées pour évaluer leur effet sur ces propriétés. Selon la littérature, la teneur en eau optimale w_{opt} augmente et la densité sèche maximale γ_{dmax} diminue avec l'augmentation de la teneur à la chaux (Ola 1977 ; Petry and Lee 1988 ; Bell 1996 ; Khattab and Al-Taie 2006, Harichane et al. 2011 ; Jha and Sivapullaiah 2015 ; Athanasopoulou and Kollaros ; 2016 et Sharma et al. 2018). Ces tendances ont été confirmées par les modèles w_{opt} et γ_{dmax} proposés (figure 4.17).

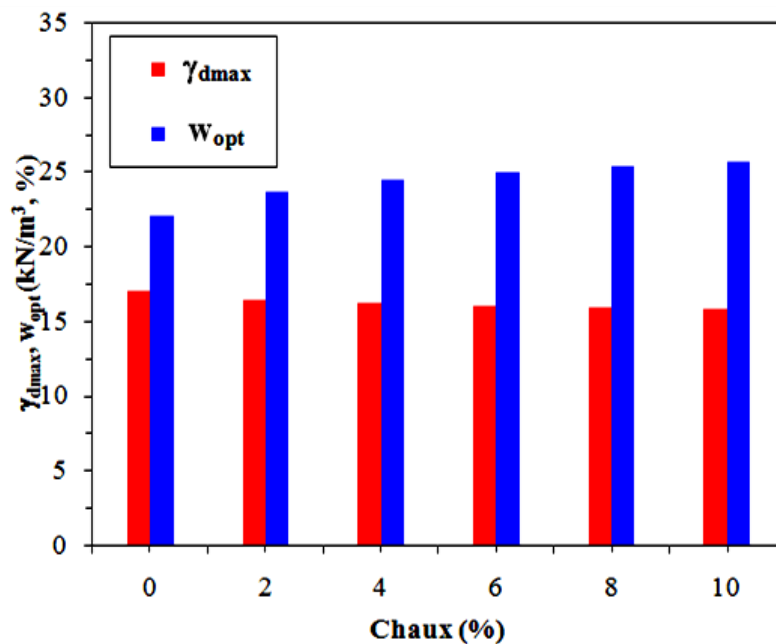


Figure 4.17—Évaluation empirique de l'effet de la chaux sur les paramètres de compactage des sols argileux basée sur les modèles proposés

Le modèle γ_{dmax} prédit que la densité sèche maximale d'un sol argileux peut diminuer de 17 kN / m³ à 16,18 kN / m³ avec seulement 4% de chaux. Cela correspond à une réduction de 4.8% de la densité sèche maximale naturelle du sol. Cependant, le modèle w_{opt} prédit que la teneur en eau optimale du même sol peut augmenter de 22% à 24,44% avec la même teneur

de la chaux. Cela correspond à une augmentation de 11.1% de la teneur en eau optimale. Le changement dans la densité sèche maximale du sol après l'addition de la chaux résulte de la floculation et de l'agglomération des particules d'argile. Cette diminution de la densité sèche maximale est probablement attribuée à la modification de la granulométrie du mélange sol/chaux, provoquée par la réaction d'échange de cations (Alhassan 2008), résultat : une structure plus friable est immédiatement créée (Al-Ne'aimi and Hussain 2011).

D'autres chercheurs attribuent la diminution de la densité à l'agrégation des particules de sol avec formation immédiate de composés gélatineux ainsi qu'une valeur de densité spécifique plus faible de la chaux par rapport à celle du sol (Jha and Sivapullaiah 2015). Il a également été signalé que l'agglomération du sol avec l'ajout de la chaux provoque l'augmentation du volume des pores, abaissant ainsi la densité sèche (Kinuthia et al.1999). L'augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation du pourcentage de chaux est probablement causée par la nécessité d'ajouter de l'eau pour la réaction pouzzolanique, ce qui provoque un accroissement de la capacité de rétention d'eau dans la matrice du sol floculé (Jha and Sivapullaiah 2015). Un comportement similaire a été constaté par plusieurs chercheurs lorsqu'on compare leurs résultats expérimentaux avec ceux prédits par les modèles γ_{dmax} et w_{opt} proposés. Fauzi et al. (2011), ont constaté que la densité sèche maximale des sols argileux est passé de 17.93 et 16.46 kN/ m³ à 16.75 et 15.49 kN / m³, respectivement, en utilisant 4% et 8% de chaux. Cela veut dire une diminution dans les valeurs de la densité sèche maximale naturelle de 6.6% et 5.9% lors de l'addition de ces quantités de chaux. Cependant, ces auteurs ont rapporté que les teneurs en eau optimale de ces sols argileux sont passées de 20% et 18.56% à 22.0 et 21.93% en utilisant les mêmes quantités de chaux (4% et 8% respectivement). Cela reflète une augmentation des valeurs de la teneur en eau optimale de 10.0% et 18.2% respectivement. Des comportements similaires ont été rapportés par plusieurs chercheurs (George et al. 1992 ; Amadi and Okeiyi 2017).

4.6.3. Effet de la chaux sur la résistance à la compression non confinée (R_C)

Une analyse paramétrique a été réalisée afin de vérifier la capacité du modèle de résistance à la compression proposé (équation (4.9)) et pour évaluer l'effet de la chaux sur la résistance des sols argileux stabilisés. Les résultats de la variation de la résistance en fonction de la teneur de la chaux pour différentes périodes de cures sont présentés dans la figure 4.18. L'analyse paramétrique était basée sur une valeur de résistance initiale (sol vierge) de 350 kPa, des périodes de cure de (7, 14, 28 et 90 jours) et des teneurs de la chaux de (0, 2, 4, 6, 8,

10 et 12 %). Il a été rapporté par plusieurs chercheurs que l'addition de la chaux en tant qu'additif aux sols argileux améliore leurs résistances, ce qui peut se traduire par une augmentation significative dans les valeurs de cette propriété (Bozbey and Garaisayev 2010 ; Behak 2011).

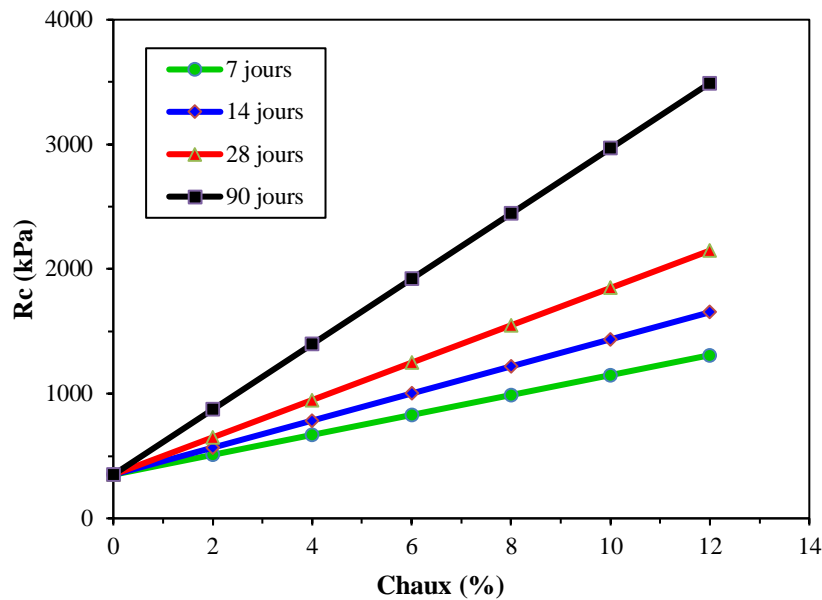


Figure 4.18–Effet de la chaux sur la résistance à la compression des sols argileux stabilisés pour différentes durées de cure

Il est évident, d'après la figure 4.18, que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la teneur de la chaux et du temps de cure. Par exemple, pour un sol argileux avec $R_{C0} = 350 \text{ kPa}$ et après 14 jours, la résistance à la compression de ce sol passe de 350 kPa à 785 et 1219 kPa avec respectivement 4 et 8% de chaux. Cela correspond à des augmentations de 124 et 248% de la valeur de la résistance initiale R_{C0} du sol naturel lors de l'addition de 4 et 8% de chaux, respectivement (figure 4.18). Aussi et après 28 jours de cure, cette résistance passe à 950 et 1549 kPa lors de l'ajout des mêmes pourcentages de chaux (4 et 8%). Cela correspond à des augmentations de 171 et 342% des valeurs de R_{C0} respectivement. Il convient de noter que parmi les différentes variables affectant la résistance des sols argileux stabilisés à la chaux, le temps de cure est d'une importance majeure. Des observations similaires ont été constatées par Bell (1996).

Selon Etim et al. (2017), l'augmentation des valeurs de résistance était principalement due aux changements de microstructure et à la formation des composés cimentaires (C–S–H et C–A–H) par des réactions pouzzolaniques responsables du développement de la résistance à la compression, favorisée par plusieurs facteurs en particulier le temps de cure. Plusieurs

chercheurs ont rapporté des comportements similaires en comparant leurs résultats expérimentaux avec ceux prédits par le modèle de résistance proposé. Par exemple, Hussey et al. (2010) ont affirmé que la résistance à la compression d'un sol argileux passait de 369 kPa à 841 kPa en utilisant 4% de chaux pendant 14 jours de cure. Cela veut dire que la valeur de la résistance initiale du sol augmentait de 128% pour 4% de chaux ajoutée. De plus, Manasseh and Olufemi (2008) ont rapporté que la résistance à la compression d'un sol argileux passait de 360 kPa à 1400 kPa. Cela veut dire que la valeur de cette propriété a augmenté de 289% pour 8% de chaux et après 14 jours de cure. Pour des durées de 28 jours, Nicholson et al. (1994) ont rapporté que la résistance d'un sol argileux stabilisé passait de 444 kPa à 1276 kPa en utilisant 5% de chaux comme additif soit un taux d'augmentation de 187%. En utilisant 8% de chaux, Manasseh and Olufemi (2008) ont constaté que la résistance à la compression d'un sol argileux passait de 360 kPa à 1479 kPa. Cela veut dire que la valeur de cette propriété a augmenté de 311% en ajoutant 5% de chaux. Plusieurs chercheurs ont observé des comportements similaires (Tuncer and Basma 1991 ; Sirivitmaitrie et al. 2008, Harichane et al. 2011 et Etim et al. 2017). Comme le montre la figure 4.18, il est évident que la valeur de résistance du sol stabilisé a augmenté considérablement en augmentant le temps de cure de 7 à 90 jours. De plus, une tendance non linéaire de l'augmentation de la résistance a été observée en traçant l'évolution de cette propriété en fonction de la durée de cure pour différents teneurs de chaux (figure 4.19).

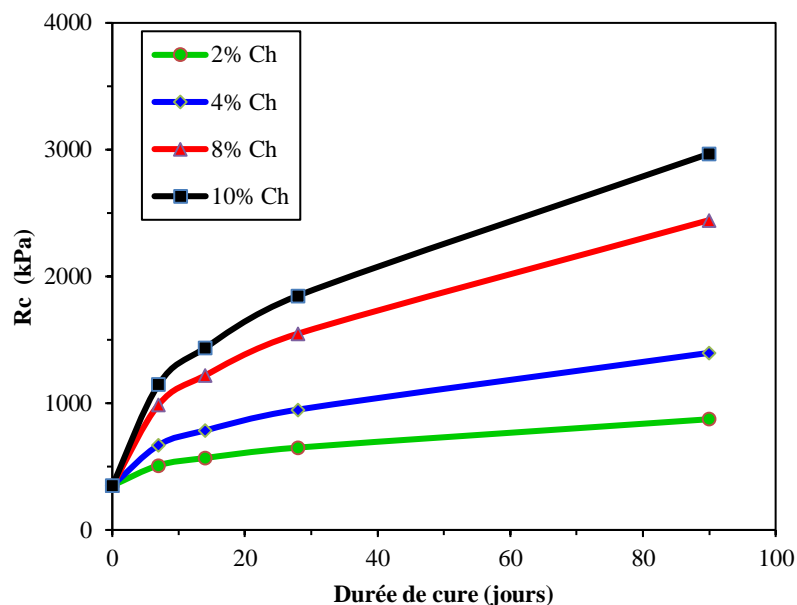


Figure 4.19–Effet des périodes de cure sur la résistance à la compression des sols argileux améliorés par différentes teneurs de chaux

Cette tendance a été observée par d'autres chercheurs (Jahandari et al. 2017). Il est clair, d'après la figure 4.19, qu'avec 2 à 4% de chaux en tant qu'additif, il n'y a pas d'augmentation significative des valeurs de résistance pour des périodes de cure comprises entre 0 à 7 jours. Cependant, au-delà de 7 jours de cure, une augmentation considérable peut être constatée surtout pour les sols argileux traités avec 8 et 10% de chaux.

Un résultat similaire a été rapporté par Al-Taie et al. (2016). Il a été confirmé que le pH du mélange sol/chaux peut être utilisé comme indicateur pour suivre le processus des réactions pouzzolaniques avec le temps de cure (Gadouri et al. (2017d)), et par conséquent le développement de la résistance du mélange avec le temps de cure comme mécanisme de réaction entre la chaux et les particules d'argile (Al-Taie et al. (2016)). En fait, selon Al-Taie et al. (2016), deux processus opposés peuvent être observés lors de la réaction entre les particules de la chaux et les particules de l'argile. Le premier processus est l'ionisation de la chaux en contact avec l'eau pour produire des ions OH^- qui augmentent la concentration de pH de l'environnement. Comme deuxième processus, la dissolution de la silice (en raison du pH élevé) réduit la teneur en ions OH^- et par conséquent la diminution de la concentration en pH de l'environnement. En outre, la vitesse d'ionisation de la chaux est élevée jusqu'à 7 jours et diminue ensuite après ce temps de durcissement. Cependant, la concentration en pH diminue car la consommation d'ions OH^- lors de la dissolution de la silice est toujours très supérieure à celle des ions OH^- lors de la dissolution de la chaux. Cette diminution peut être plus importante entre 7 et 28 jours. Ce comportement montre que l'amélioration des propriétés du sol dépendra de la valeur du pH après la réduction. Si la valeur du pH après la réduction est supérieure ou égale à 12.4, les réactions à long terme se poursuivront et, par conséquent, l'amélioration des propriétés du sol se poursuivra également.

4.6.4. Effet de la chaux sur la pression de gonflement (PG)

Les figures 4.20 et 4.21 montrent une étude paramétrique menée pour vérifier la capacité des modèles de gonflement proposés à évaluer la relation entre l'évolution de l'indice de plasticité d'un sol argileux traité à la chaux et la pression de gonflement de ce sol en exécutant les équations (4.10) et (4.11) pour des propriétés de sol supposées. Rappelons que la grandeur ($\text{PI}_0\text{-PI}$) a été retenue comme variable explicative dans le modèle (PG) proposé pour expliquer la variation de la pression de gonflement des sols argileux stabilisés à la chaux, où PI_0 et PI sont les indices de plasticité du sol naturel et stabilisé par différents pourcentages de chaux. À cet effet, nous avons supposé deux sols argileux (S1) et (S2) possédants des indices de

plasticité similaires avec $PI_0 = 40\%$. Les potentiels de gonflement (naturel) des sols (S1) et (S2) ont été considérés comme suit : moyen avec un $PG_0 = 100$ kPa pour le sol (S1) et élevé avec $PG_0 = 500$ kPa pour le sol (S2).

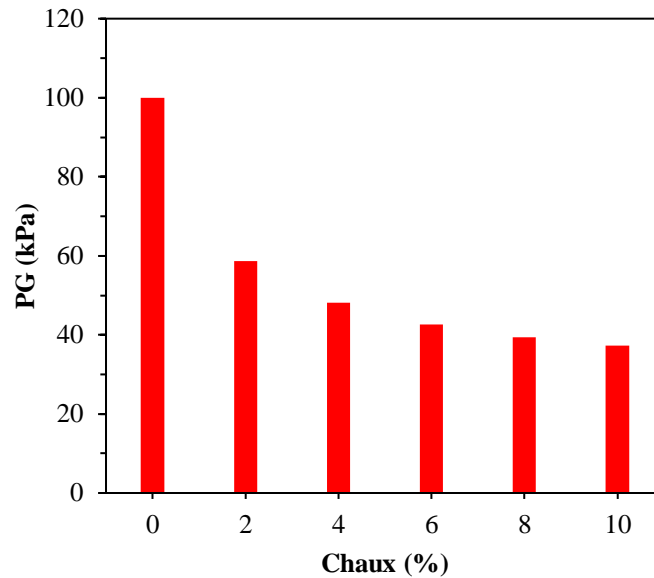


Figure 4.20-Évaluation empirique de l'évolution de la pression de gonflement des sols argileux traité à la chaux basée sur le modèle (PG) proposé : sol (S1)

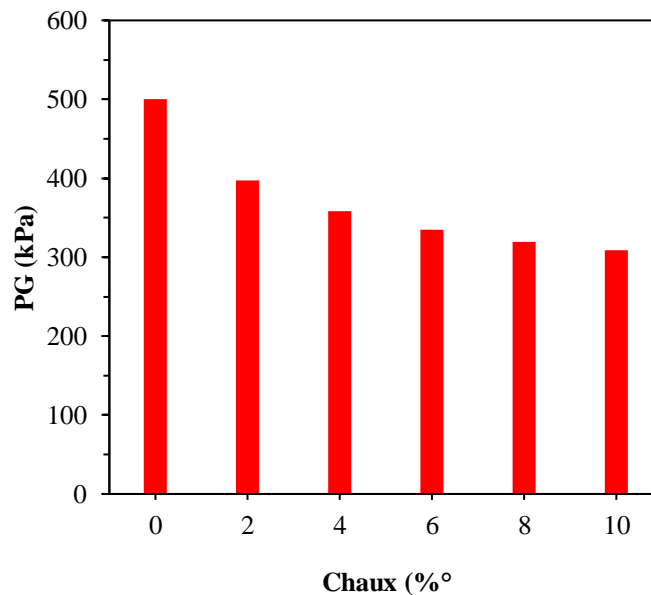


Figure 4.21-Évaluation empirique de l'évolution de la pression de gonflement des sols argileux traité à la chaux basée sur le modèle (PG) proposé : sol (S2)

La variation de l'indice de plasticité, considérée dans cette évaluation paramétrique, pour les deux sols (puisque'ils possèdent le même indice de plasticité naturel) en fonction du pourcentage de la chaux est illustrée par la figure 4.16 (b) (cas d'un $pH_0 = 7.5$). Dans ce cadre,

différentes teneurs à la chaux (2, 4, 6, 8 et 10%) ont été considérées pour évaluer les pressions de gonflement des sols étudiés. Les figures 4.20 et 4.21 illustrent les variations des pressions de gonflement des sols (S1) et (S2) respectivement, tracés en utilisant les équations (4.10) et (4.11) respectivement.

Selon la littérature, la pression de gonflement (PG) diminue avec l'augmentation de la teneur à la chaux (McCallister and Petry 1990 ; Al-Rawas et al. 2005 ; Lasledj and Al-Mukhtar 2008 ; Kamel et al. 2013 ; Bourokba Mrabent et al. 2017 et Elert et al. 2017). Ces tendances ont été confirmées par le modèle (PG) proposé (figure 4.20 et 4.21). Par exemple pour le sol (S1) (gonflement moyen), le modèle de gonflement proposé (équation 4.10) prédit que la pression de gonflement peut diminuer de 100 kPa à 58.70 et 39.44 kPa avec des quantités de 2 et 8% de chaux respectivement. Cela correspond à des réductions de 41 et 61% respectivement de la valeur naturelle de la pression de gonflement PG_0 (figure 4.20). Cependant, pour le sol (S2) (gonflement élevé), la pression de gonflement vierge PG_0 peut diminuer de 500 kPa à 397.13 et 319.42 kPa avec des teneurs de 2 et 8% de chaux respectivement. Cela correspond à des réductions de 21 à 36% de la valeur de PG_0 (figure 4.21). La diminution de la pression de gonflement des sols argileux stabilisés par la chaux est attribuée selon plusieurs chercheurs à l'échange de cations qui commence à se produire entre les ions associés aux surfaces des particules d'argile et les ions de calcium de la chaux. Ce processus est responsable de la perte de plasticité de l'argile. Donc il réduit la tendance de l'argile au gonflement (Muntohar 2005; Lasledj and Al-Mukhtar 2008; Akbulut and Arasan 2010).

4.7. Conclusions

Ce chapitre a été entrepris afin de développer les modèles les mieux ajustés, sur des bases de données expérimentales collectées, pour prédire les propriétés de plasticité (LL et PI), de compactage (γ_{dmax} et w_{opt}), la résistance à la compression non confinée (R_c) et la pression de gonflement (PG) des sols argileux stabilisés à la chaux. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Les modèles proposés ont été ajustés, testés avec succès (t -test et le F -test), et ensuite validés en utilisant d'autres résultats publiés. Les (t -test) ont montré que toutes les variables explicatives retenues dans les modèles proposés ont un impact significatif sur les variables à expliquer (les propriétés étudiées). Cela conduit à des meilleures estimations des propriétés étudiées.

- Les résultats obtenus ont confirmé que l'analyse statistique des données géotechniques est l'une des techniques les plus appropriées pour développer de nouveaux modèles statistiques pouvant présenter une meilleure compréhension du comportement des sols problématiques.
- L'évaluation empirique des propriétés étudiées a montré que les variations des propriétés de plasticité (limite de liquidité et indice de plasticité) en fonction des teneurs de chaux ajoutées ne peuvent être expliquées que par un ensemble de variables explicatives telles que la teneur de la chaux et le pH et l'activité des sols naturels. Pour la résistance à la compression, l'explication de 80% des variations de ce paramètre est possible en utilisant le pourcentage de la chaux et la durée de cure comme variables explicatives. Par contre, les variations des propriétés de compactage du sol stabilisé peuvent être expliquées en utilisant seulement le teneur à la chaux.
- L'étude de la pression de gonflement des sols argileux stabilisés par la chaux a montré qu'entre 81 et 93% des variations de cette propriété peuvent être expliquées en utilisant la grandeur ($PI_0 - PI$), qui représente l'écart entre l'indice de plasticité du sol naturel et l'indice de plasticité du sol traité à la chaux, comme variable explicative. Cela donne naissance à une approche, non coûteuse, d'estimation préliminaire de la pression de gonflement des sols stabilisés par la chaux.
- L'étude de comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs prédites par les modèles construits, indique que ces derniers peuvent raisonnablement être appliqués pour expliquer l'effet de quelques paramètres tels que la teneur à la chaux et le temps de cure, la granulométrie et le pH, sur les propriétés des sols argileux et pour concevoir de nouveaux mélanges sans études expérimentales.
- Il a été constaté, après une comparaison avec quelques modèles existants d'estimation de la résistance à la compression et des propriétés de compactage, que ces derniers modèles présentaient une faible précision et une faible corrélation par rapport aux modèles proposés.

Chapitre 5:

ESTIMATION DES PROPRIÉTÉS DES SOLS ARGILEUX STABILISÉS À LA CHAUX COMBINÉE AUX CENDRES VOLANTES

5.1. Introduction

Les propriétés physiques et mécaniques des sols sont améliorées grâce à divers ajouts et combinaisons d'ajouts. Les cendres volantes et la chaux sont couramment utilisées pour améliorer les propriétés des sols expansifs (Sivapullaiah and Jha 2014). L'utilisation de la chaux est un moyen efficace de transformation des sols argileux non conformes en sols adéquats à la construction. En général, la chaux est répartie dans la zone d'application, à la profondeur requise, puis laissée se ramollir avant le compactage (McCarthy et al. 2011).

Les processus intervenant entre les minéraux de chaux et d'argile présents dans le sol, en présence d'humidité, entraînent plusieurs effets, notamment une plasticité réduite (Al-Taie et al. 2016), une maniabilité améliorée et des propriétés d'ingénierie améliorées du matériau traité (Frempong 1995). La présence des sulfates dans les sols argileux peut provoquer des problèmes tels que le gonflement avec l'application de la chaux, en raison de la formation de composés expansifs ou aussi la rupture de la structure du sol stabilisé, ce qui nécessite des réparations après des périodes de service relativement courtes. Afin de limiter ce type de dommage, différentes techniques ont été explorées (McCarthy et al. 2012b).

Des travaux antérieurs avec des cendres volantes indiquent que ce matériau améliore les performances du béton et du coulis en ce qui concerne les dommages liés aux sulfates (McCarthy et al. 1998). Plusieurs recherches ont montré la possibilité d'utiliser les cendres volantes ou le laitier dans ce rôle pour les sols, compte tenu de leur composition chimique siliceuse et de leur efficacité en ce qui concerne la présence des sulfates (Wild et al. 1996). Donc on peut également s'attendre à ce que les cendres volantes se combinent à la chaux et limitent ainsi les processus entraînant un gonflement dans les sols stabilisés (McCarthy et al. 2012c).

Le but du présent chapitre est de développer des équations empiriques afin d'évaluer l'effet de la combinaison chaux/cendres volantes sur quelques propriétés physiques et mécaniques des sols argileux à savoir la limite de liquidité LL, l'indice de plasticité PI, la résistance à la compression R_c et les propriétés de compactage représentées par la teneur en eau optimale w_{opt} et la densité sèche maximale γ_{dmax} . De plus, il s'agit de tester et de valider les modèles proposés et d'évaluer l'effet de cette combinaison sur toutes les propriétés géotechniques

étudiées sur la base d'une étude paramétrique. Pour les propriétés de gonflement, la rareté des travaux de recherche traitant ce sujet, nous a empêchés de proposer des modèles.

5.2. Collection et traitement des bases de données

Les bases de données utilisées dans cette étude ont été collectées à partir de nombreuses études en laboratoire de différents types de sols argileux stabilisés par une combinaison de cendres volantes et de chaux. Dans ce cadre, seules les données extraites des documents scientifiques qui analysent des sols argileux de classe CH, CL ou MH, ont été utilisées. En plus, la majorité des critères de sélection de données, respectés dans les chapitres 3 et 4, ont été respectés aussi dans ce chapitre, tels que la disponibilité des propriétés naturelles des sols étudiées (LL_0 , PI_0 , Rc_0 ,...) dans ces travaux et la présence ou non de grandes quantités de matière organique dans le sol et/ou dans les ajouts utilisés. Plusieurs chercheurs ont signalé que la présence de matières organiques ou des sulfates dans les ajouts ou dans les sols, peut avoir des effets non désirables sur les propriétés géotechniques étudiées (McCarthy et al. 2012, Al-Taie et al. 2016). Pour cette raison, tous les sols contenant une grande quantité de matière organique et / ou de sulfates ont également été éliminés des bases de données considérées.

D'autre part, les effets de la classe des cendres volantes ou du type de chaux utilisée dans les travaux de recherche adoptés, n'ont pas été pris en compte dans notre étude. Pour cette raison, les sols argileux étudiés dans les travaux de recherche sélectionnés ont été traités par des cendres volantes de classe (C) ou (F). Pour ce qui concerne le type de la chaux utilisée dans ces travaux de recherche, il faut noter que différentes formes ont été adoptées (chaux hydratée ou chaux vive). Parfois le type ou la classe de l'ajout utilisé est spécifié. Il convient de noter que toutes les bases de données construites ont été collectées et organisées en tenant en compte des critères ci-dessus qui peuvent affecter considérablement la qualité des bases de données collectées.

Pour ces raisons, le développement des modèles de plasticité (modèles LL et PI) est basé sur 80 points de données expérimentales extraits de 12 études de recherche (Nicholson and Ding 1997 ; Ouf 2001 ; Petry 2001; Ismaiel 2006; Zha et al. 2008; Unruh 2008; Krishna Reddy 2013; Sivapullaiah and Jha 2014; Buwa and Wayal 2016; Hasan et al. 2016; Cheshomi et al. 2017 et Jha and Sivapullaiah 2017). Cependant, les données expérimentales utilisées pour leur validation ont été extraites de trois travaux de recherche (Beckham and Hopkins 1997 ;

Goswami and Singh 2005 et Zoghi et al. 2009). Le tableau 5.1 résume la base de données utilisée dans l'ajustement des modèles de plasticité.

Tableau 5.1– Base de données utilisée dans l'ajustement des modèles de prédiction de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité des sols stabilisés par une combinaison chaux /cendres volantes

| Source des données | Teneurs de la chaux (%) | Teneurs en CV (%) | Intervalle des LL (%) | Intervalle des PI (%) | Nombre de valeurs |
|-----------------------------|-------------------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|
| Nicholson and Ding (1997) | 0-05 | 0-15 | 58.0-61.0 | 24.0-29.0 | 02 |
| Ouf (2001) | 0-10 | 0-10 | 22.0-74.0 | 11.0-40.0 | 06 |
| Petry (2001) | 0-05 | 0-05 | 39.0-54.0 | 07.0-31.0 | 22 |
| Ismaiel (2006) | 0-6.5 | 0-20 | 49.9-71.52 | 11.8-32.9 | 11 |
| Zha et al. (2008) | 0-02 | 0-15 | 50.81-59.77 | 14.59-32.20 | 11 |
| Unruh (2008) | 0-04 | 0-12 | 36.0-37.9 | 07.7-21.3 | 02 |
| Krishna Reddy (2013) | 0-05 | 0-25 | 56.5-79.3 | 12.2-47.8 | 02 |
| Sivapullaiah and Jha (2014) | 0-06 | 0-10 | 55.2-72.1 | 05.9-40.4 | 04 |
| Buwa and Wayal (2016) | 0-09 | 0-25 | 43.2-58.6 | 06.7-28.32 | 04 |
| Hasan et al. (2016) | 0-07 | 0-21 | 77.0-160.0 | 40.3-124.0 | 08 |
| Cheshomi et al. (2017) | 0-05 | 0-07 | 114.7-120.0 | 59.0-84.1 | 04 |
| Jha and Sivapullaiah (2017) | 0-06 | 0-30 | 48.9-72.1 | 05.9-40.4 | 04 |
| Total | | | | | 80 |

En outre, différentes normes ont été utilisées pour la réalisation des essais de limites d'Atterberg dans les travaux de recherche récapitulés dans le tableau 5.1, à savoir: norme Indienne (IS) (34%), norme Américaine (ASTM) (25%), norme Chinoise (JTJ), Allemande (DIN), Australienne (AS), etc. (34%) et normes non spécifiées (7%) (Figure 5.1).

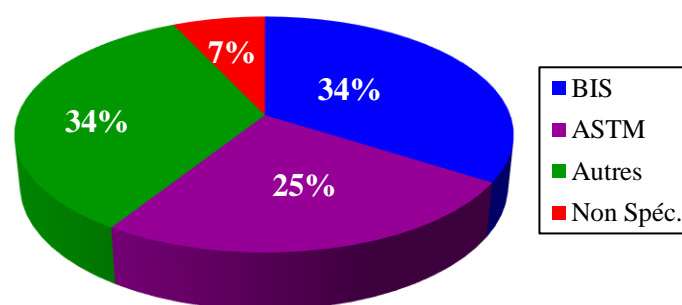


Figure 5.1– Normes utilisées pour la réalisation des essais des limites d'Atterberg

En outre, pour les classes des cendres volantes, elles ont été utilisées dans ces travaux de la façon suivante : classe F (34%), classe C (33%) et classe non spécifiée (33%). Par contre, la chaux hydratée a été utilisée dans la majorité des essais de plasticité (75%) et pour (25%) de chaux vive.

Le modèle de résistance proposé a été élaboré en s'appuyant sur 325 points de données expérimentales extraites de 18 études de recherche (Prasade 1972; Sridharan et al. 1997; Ouf 2001; Petry 2001; Beeghly 2003; Barbu 2005; Kate 2005; Ismaiel 2006; Butalia et al. 2006; Ansary et al. 2007; Parker 2008; Kett et al. 2010; Sahoo et al. 2010; Athanasopoulou and Kollaros 2011; McCarthy et al. 2011; Krishna Reddy 2013; Saeed 2016 et Satyanarayana 2016). De plus, la validation du modèle de résistance a été basée sur des données expérimentales extraites de 6 articles de recherche (Quilici 1972; Bell 1993; Nicholson et al. 1994; Unruh 2008; Zha et al. 2008 et Zumrawi et Hamza 2014). Le tableau 5.2 récapitule la base de données utilisée dans la calibration du modèle de résistance.

Tableau 5.2– Base de données utilisée pour le développement du modèle de résistance

| Source des données | Teneurs de la chaux (%) | Teneur en CV (%) | Intervalle des R _c (kPa) | Durée de cure (jours) | Nombre de valeurs |
|-----------------------------------|-------------------------|------------------|-------------------------------------|-----------------------|-------------------|
| Prasade (1972) | 0–10 | 0–12 | 365.8 - 3031.2 | 0–120 | 95 |
| Sridharan et al. (1997) | 0–03 | 0–10 | 242.0–1840.0 | 0–28 | 13 |
| Ouf (2001) | 0-10 | 0-10 | 295.4-1338.4 | 0-14 | 11 |
| Petry (2001) | 0–07 | 0–07 | 319.0–795.0 | 0–28 | 07 |
| Beeghly (2003) | 0–04 | 0–08 | 275.6–1653.6 | 0–56 | 05 |
| Barbu (2005) | 0-03 | 0-10 | 81.2-542.9 | - | 03 |
| Kate (2005) | 0-03 | 0-15 | 382.7-856.0 | 0-07 | 58 |
| Ismaiel (2006) | 0–08 | 0–24 | 131.2–2297.2 | 0–180 | 20 |
| Butalia et al. (2006) | 0-05 | 0-15 | 290.2-1033.5 | 0-07 | 02 |
| Ansary et al. (2007) | 0–03 | 0–18 | 687.5–2630.0 | 0-14 | 07 |
| Parker (2008) | 0-4.6 | 0-18.4 | 386.4-1440.0 | 0-07 | 06 |
| Kett et al. (2010) | 0-03 | 0-20 | 400.0-2600.0 | 0-30 | 02 |
| Sahoo et al. (2010) | 0-08 | 0-15 | 101.0-198.0 | - | 05 |
| Athanasopoulou and Kollaro (2011) | 0-02 | 0-06 | 147.1-1235.6 | 0-90 | 20 |
| McCarthy et al. (2011) | 0–03 | 0–24 | 284.8–1930.4 | 0–90 | 13 |
| Krishna Reddy (2013) | 0-05 | 0-25 | 60-310.0 | 0-07 | 02 |
| Saeed (2016) | 0-05 | 0-15 | 150.0-3239.0 | 0-200 | 16 |
| Satyanarayana (2016) | 0-10 | 0-50 | 295.5-1961.3 | 0-28 | 40 |
| Total des points | | | | | 325 |

En outre, des normes différentes ont été adoptées dans les travaux de recherche utilisés dans la calibration du modèle de résistance (figure 5.2). La figure 5.2 montre que (33%) des essais de résistance ont été élaborés avec la norme Américaine (ASTM), (39%) avec différentes normes (Britannique (BS), Indienne (IS) et Allemande (DIN)), (11%) avec la norme Américaine (AASHTO) et (17%) dont la norme est non spécifiée.

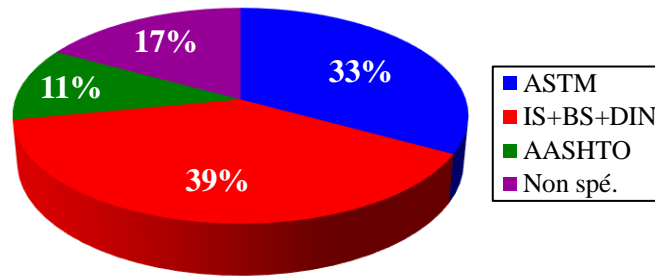


Figure 5.2– Normes utilisées pour la réalisation des essais de résistance à la compression

Ainsi, les classes des cendres volantes utilisées dans ces travaux sont : 44% (classe C), 33% (classe F) et 23% en tant que classe non spécifiée. Pour les types de chaux utilisées dans ces travaux de recherche, l'analyse des données a montré que dans (77%) des travaux de recherche considérés dans cette section, la chaux hydratée a été utilisée contre (22%) de chaux vive ou non spécifiée.

Dans le cadre du développement des modèles d'estimation des caractéristiques de compactage à savoir la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale, un total de 163 points de données expérimentales ont été sélectionnés, résumés dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3– Base de données utilisées dans l'ajustement des modèles de compactage

| Source des données | Teneurs de la chaux (%) | Teneurs en CV (%) | Intervalle de γ_{dmax} (kN/m ³) | Intervalle de w_{opt} (%) | Nombre de points |
|------------------------------------|-------------------------|-------------------|--|-----------------------------|------------------|
| Bell (1993) | 0-09 | 0-9 | 12.3-14.0 | 20.0-37.0 | 12 |
| Beckham and Hopkins (1997) | 0-03 | 0-20 | 15.8-16.2 | 18.9-21.9 | 03 |
| Pinero (2000) | 0-08 | 0-12 | 15.3-16.5 | 20.0-21.0 | 02 |
| Petry (2001) | 0-4.5 | 0-4.5 | 15.5-17.8 | 15.3-19.9 | 04 |
| Ji-ru and Xing (2002) | 0-04 | 0-40 | 12.8-17.4 | 17.2-21.9 | 02 |
| Ismaiel (2006) | 0-08 | 0-35 | 12.2-14.7 | 23.8-32.6 | 12 |
| Li and Huang (2006) | 0-10 | 0-25 | 14.1-16.8 | 7.4-23.1 | 05 |
| Butalia et al. (2006) | 0-05 | 0-15 | 17.1-18.7 | 11.6-15.4 | 07 |
| Kumar et al. (2007) | 0-10 | 0-20 | 11.2-13.0 | 29.4-41.9 | 21 |
| Parker (2008) | 0-04 | 0-16 | 15.1-16.7 | 20.6-21.5 | 04 |
| Vincy and Muttharam (2009) | 0-06 | 0-30 | 12.7-14.5 | 24.0-32.0 | 10 |
| Sahoo et al. (2010) | 0-08 | 0-15 | 16.2-18.7 | 14.5-18.7 | 05 |
| Athanasopoulou and Kollaros (2011) | 0-02 | 0-6 | 14.2-16.7 | 17.8-29.4 | 08 |
| Wang et al. (2011) | 0-06 | 0-6 | 14.9-15.8 | 20.8-22.3 | 04 |
| McCarthy et al. (2012) | 0-06 | 0-24 | 13.4-15.8 | 20.7-30.2 | 15 |

Tableau 5.3– (Suite)

| | | | | | |
|-----------------------------|------|------|-----------|-----------|------------|
| Singh and Goswami (2012) | 0-04 | 0-50 | 12.9-15.5 | 24.2-29.3 | 10 |
| Krishna Reddy (2013) | 0-05 | 0-25 | 16.3-16.5 | 17.1-17.5 | 02 |
| Ramlakhan et al. (2013) | 0-12 | 0-20 | 15.7-17.2 | 15.7-16.6 | 03 |
| Sivapullaiah and Jha (2014) | 0-06 | 0-10 | 12.8-13.4 | 31.8-35.2 | 04 |
| Zumrawi and Hamza (2014) | 0-08 | 0-10 | 13.7-14.6 | 24.0-30.4 | 03 |
| Kumari et al. (2015) | 0-12 | 0-30 | 12.7-14.9 | 17.0-24.3 | 07 |
| Satyanarayana et al. (2016) | 0-10 | 0-40 | 13.6-14.9 | 26.0-34.0 | 16 |
| Jha and Sivapullaiah (2017) | 0-06 | 0-30 | 12.8-13.5 | 29.5-34.0 | 04 |
| Total des points | | | | | 163 |

Comme il est indiqué sur le tableau 5.3, les données utilisées dans la calibration des modèles de compactage γ_{dmax} et w_{opt} proposés ont été extraites de nombreux travaux de recherche (Bell 1993; Beckham and Hopkins 1997; Pinero 2000; Petry 2001; Ji-ru and Xing 2002; Ismaiel 2006; Li and Huang 2006; Butalia et al. 2006; Kumar et al. 2007; Parker 2008; Vincy and Muttharam 2009; Sahoo et al. 2010; Athanasopoulou and Kollaros 2011; Wang et al. 2011; McCarthy et al. 2012; Singh and Goswami 2012; Krishna Reddy 2013; Ramlakhan et al. 2013; Sivapullaiah and Jha 2014; Zumrawi and Hamza 2014; Kumari et al. 2015; Satyanarayana et al. 2016 et Jha and Sivapullaiah 2017). D'un autre côté, la validation des modèles γ_{dmax} et w_{opt} a été effectuée avec les études de recherches de (Beeghly 2003; Hasan et al. 2016 et Dahale et al. 2017). Cependant, les normes suivies dans ces travaux de recherche sont les normes : Indiennes (IS) (39%), Américaines (ASTM) (22%) et autres normes (Françaises (NF), Américaines (AASHTO), Chinoises (JTJ), Britanniques (BS) et Allemandes (DIN)) (30%). Le reste (9%) les normes respectées ne sont pas spécifiées (Figure 5.3).

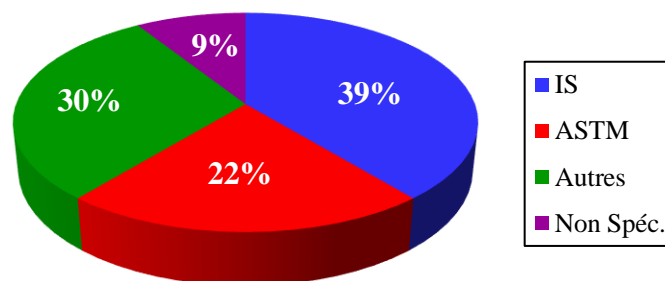


Figure 5.3– Normes utilisées pour la réalisation des tests de compactage

Ainsi, les classes des cendres volantes utilisées dans ces travaux sont de 61% (classe F), 26% (classe C) et de 13% en tant que classe non spécifiée. Pour la chaux, (74%) des travaux de

recherche récapitulés dans le tableau 5.3 ont utilisé la chaux hydratée, par contre (14%) ont utilisé la chaux vive et parfois un type de chaux non spécifié (12%).

Le tableau 5.4 résume les informations essentielles des bases de données utilisées dans l'ajustement des modèles proposés dans ce chapitre.

Tableau 5.4—Résumé des bases de données utilisées dans l'ajustement des modèles pour les propriétés géotechniques étudiées dans ce chapitre

| | Propriétés géotechniques | | | | |
|--|--------------------------|------------------|----------------------|-------------------------------------|-------------------|
| | Limites d'Atterberg | | R _C | Paramètres de compactage | |
| | LL | PI | | γ_{dmax} | W _{opt} |
| Nombre des projets de recherche sélectionnés | 12 | 12 | 18 | 23 | 23 |
| Nombre de points | 80 | 80 | 325 | 163 | 163 |
| Intervalle des valeurs | 22.0-160.0 (%) | 5.9-124.0 (%) | 60.0-3239.0 (kPa) | 11.22–18.73 (kN/m ³) | 7.41–41.89 (%) |
| Teneur à la chaux (%) | 0-10 | 0 - 10 | 0–10 | 0–12 | 0–12 |
| Teneur aux CV (%) | 0-30 | 0 - 30 | 0–50 | 0–50 | 0–50 |
| Durées de cure (jours) | - | - | 0–200 | - | - |

5.3. Développement des modèles

En vue de mieux comprendre l'effet de la chaux combinée aux cendres volantes sur la limite de liquidité (LL), l'indice de plasticité (PI), la résistance à la compression non confinée (R_C), la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et la teneur en eau optimale (w_{opt}) des sols argileux stabilisés, des équations empiriques de différentes formes (linéaire, multilinéaire, non linéaires, etc.) ont été proposées, ajustées avec les bases de données sélectionnées. Ensuite, ces équations ont été évaluées par des tests statistiques appropriés (*F*-test et *t*-test). Seules les équations qui ont fournies des indicateurs statistiques acceptables (r^2 , RME, p-value,...) ont été adoptées comme modèles de prévision des propriétés étudiées.

Les tableaux (5.5) et (5.6) résument les analyses statistiques des modèles, estimant la limite de liquidité et l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés à la chaux combinée aux cendres volantes, les mieux ajustées avec les données présentées dans le tableau 5.1.

Tableau 5.5–Analyse statistique du modèle de la limite de liquidité, le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.1

| Équation | Paramètres du modèle LL | Résultats du (<i>t</i> -test) | Signif. Pram |
|---|-------------------------|--|----------------|
| $LL = \frac{LL_0}{(1 + a * Ch + b * CV)}$ | a=0.0362 | Std. Err. = .00791 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =4.57 | |
| | | P > <i>t</i> =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0204 .0519 | |
| | b=0.0039 | Std. Err. = .00276 | Non |
| | | <i>t</i> - value =1.40 | |
| | | P > <i>t</i> =0.165 | |
| | | [95% Conf. Interval] -.00163 .00938 | |
| r^2 | <i>F</i> value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.92 | 438.81 | 0.000 | Oui |

Tableau 5.6–Analyse statistique du modèle de l'indice de plasticité le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.1

| Equation | Paramètres du modèle PI | Résultats du <i>t</i> -test | Signif. Pram |
|---|-------------------------|-------------------------------------|----------------|
| $PI = \frac{PI_0}{(1 + a * Ch + b * CV)}$ | a=0.0721 | Std. Err. =.0226 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =3.12 | |
| | | P > <i>t</i> =0.003 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0255 .1157 | |
| | b=0.0298 | Std. Err. =.00939 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =4.23 | |
| | | P > <i>t</i> =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0210 .0584 | |
| r^2 | <i>F</i> value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.90 | 359.60 | 0.000 | Oui |

Où LL_0 et PI_0 sont respectivement la limite de liquidité et l'indice de plasticité du sol vierge en (%), LL et PI : respectivement la limite de liquidité et l'indice de plasticité du sol traité, Ch et CV sont respectivement les teneurs de la chaux et des cendres volantes en (%) et (a) et (b) les paramètres du modèle considéré. Ces paramètres ont été évalués en ajustant les équations proposées avec la base de données résumée dans le tableau 5.1. Les résultats des analyses statistiques récapitulés dans les tableaux 5.5 et 5.6 indiquent que les coefficients de détermination des deux modèles sont respectivement 0.92 et 0.90, ce qui signifie que 92% des variations de la limite de liquidité (LL) sont expliquées par les teneurs de la chaux (Ch) et les

teneurs des cendres volantes (CV) et que 90% des variations de l'indice de plasticité (PI) sont également expliquées par ces variables explicatives. Ces résultats indiquent que les pouvoirs explicatifs des deux modèles sont largement satisfaisants. D'autre part, les (*F*-test) de signification globale des modèles réalisés, tels que présentés dans les tableaux 5.5 et 5.6, montrent que les *p*-value (*Pr*) des (*F*-test) sont inférieures à 5%, ce qui signifie que les deux modèles sont globalement significatifs. Des (*t*-test) ont été réalisés pour examiner l'impact des différentes variables explicatives retenues dans les modèles de plasticité proposés (à savoir les teneurs de la chaux (Ch) et des cendres volantes (CV)) sur les variations des propriétés étudiées. Les résultats, récapitulés dans les tableaux 5.5 et 5.6, indiquent que, pour le modèle (PI), toutes les *p*-value du (*t*-test) sont inférieures à (0.05), ce qui implique que toutes les variables explicatives retenues dans le modèle PI proposé ont un impact significatif sur la variation de l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés à la chaux combinée aux cendres volantes. Pour le modèle (LL), les (*t*-test) réalisés ont montrés que la *p*-value qui correspond à la teneur de la chaux est inférieure à (0.05). Ce qui implique que cette variable explicative (Ch) a un impact significatif sur la variation de la limite de liquidité des sols stabilisés. Par contre, la *p*-value correspondante au pourcentage des cendres volantes était nettement supérieure au seuil de 5% (16.5% d'après le tableau 5.5). Cela veut dire que l'effet des cendres volantes sur la variation de la limite de liquidité des sols argileux traités par une combinaison chaux/cendres volantes, est négligeable devant celui de la chaux.

Un travail similaire a été fait pour évaluer l'effet de la combinaison chaux/cendres volantes sur les propriétés de compactage des sols argileux (tableaux 5.7 et 5.8).

Tableau 5.7—Analyse statistique du modèle de la densité sèche maximale des sols argileux stabilisés le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.3

| Équation | Paramètres du modèle γ_{dmax} | Résultats du <i>t</i> -test | Signif. Pram |
|--|--------------------------------------|---------------------------------------|----------------|
| $\gamma_{dmax} = \frac{\gamma_{dmax0}}{(1 + a * Ch + b * CV)}$ | a=0.0067 | Std. Err. = .00097 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =6.87 | |
| | | P > <i>t</i> =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .00477 .00862 | |
| | b=0.0027 | Std. Err. = .00028 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =9.41 | |
| | | P > <i>t</i> =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .00212 .00324 | |
| r^2 | <i>F</i> value | <i>P_r</i> | Signif. Modèle |
| 0.89 | 667.52 | 0.000 | Oui |

Tableau 5.8–Analyse statistique du modèle de la teneur en eau optimale des sols argileux stabilisés le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.3

| Équation | Paramètres du modèle w_{opt} | Résultats du t -test | Signif. Pram ? |
|--|--------------------------------|---------------------------------------|----------------|
| $w_{opt} = w_{opt0} * (1 + a * Ch + b * CV)$ | a=0.0258 | Std. Err. =.00256 | Oui |
| | | t - value =10.09 | |
| | | P > t =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0208 .0309 | |
| | b=0.0017 | Std. Err. =.00072 | Oui |
| | | t - value =2.32 | |
| | | P > t =0.022 | |
| | | [95% Conf. Interval] .00025 .00308 | |
| r^2 | F value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.84 | 432.24 | 0.000 | Oui |

Dans ce cadre, des modèles estimant l'effet de cette combinaison sur la densité sèche maximale γ_{dmax} et la teneur en eau optimale w_{opt} ont été proposés. Les tableaux (5.7) et (5.8) résument les expressions et les analyses statistiques des équations empiriques les mieux ajustées avec la base de données listée dans le tableau 5.3.

γ_{dmax0} et γ_{dmax} sont respectivement la densité sèche maximale du sol naturel et amélioré en (kN/m^3), w_{opt0} et w_{opt} sont respectivement la teneur en eau optimale du sol naturel et stabilisé en (%). Les tableaux 5.7 et 5.8 montrent que les coefficients de détermination (r^2) des modèles (γ_{dmax}) et (w_{opt}). Ils sont égaux respectivement 0.89 et 0.84, ce qui veut dire que 89% et 84% des variations de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et la teneur en eau optimale (w_{opt}) des sols argileux stabilisés à la chaux, sont expliquées par les teneurs de la chaux (Ch) et cendres volantes. Ces résultats indiquent que les capacités explicatives des deux modèles sont largement satisfaisantes. Les résultats du test de Fisher (F -test) ont été récapitulés dans les tableaux 5.7 et 5.8, et qui montrent que les p -value (P_r) des (F -test) sont inférieures à 5% ce qui signifie que les deux modèles sont globalement significatifs. Des (t -test) ont été réalisés pour examiner l'impact des variables explicatives retenues dans les modèles (teneurs de la chaux et des cendres volantes) sur les propriétés de compactage étudiées. Les résultats du (t -test), résumés dans les tableaux 4.8 et 4.9, indiquent que toutes les p -value du (t -test) sont inférieures à (0.05), ce qui implique que les teneurs de la chaux et des cendres valeurs ont des impacts significatifs sur les propriétés de compactage étudiées. Ceci confirme les résultats des travaux antérieurs (McCarthy et al. 2012 ; Sivapullaiah and Jha 2014). La dernière propriété évaluée est la résistance à la compression des sols argileux traités avec la combinaison chaux/cendres volantes. Pour cela, plusieurs équations empiriques ont été proposées et

ajustées. Elles n'ont pas donné des indicateurs statistique acceptables. Finalement, le modèle représenté dans tableau 5.9 a fourni la meilleure calibration avec la base de données, listée dans le tableau 5.2. Les paramètres du modèle, les caractéristiques statistiques et tous les tests nécessaires ont été résumés dans le tableau 5.9.

Tableau 5.9—Analyse statistique du modèle de prédiction de la résistance à la compression, le mieux ajusté avec les données listées dans le tableau 5.2

| Équation | Paramètres du modèle | Résultats du (<i>t</i> -test) | Signif. Pram |
|---|----------------------|---------------------------------------|----------------|
| $R_C = R_{C0} + a * (Ch^b + c * CV)^{LOG10(d*t+e)}$ | a=640.0 | Std. Err. = 111.293 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =5.75 | |
| | | P > <i>t</i> =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] 420.96 858.88 | |
| | b=0.615 | Std. Err. =.0474 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =12.97 | |
| | | P > <i>t</i> =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] .522 .708 | |
| | c=0.0186 | Std. Err. = .00676 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =2.75 | |
| | | P > <i>t</i> =0.006 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0053 .0319 | |
| | d=0.067 | Std. Err. = .0264 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =2.54 | |
| | | P > <i>t</i> =0.012 | |
| | | [95% Conf. Interval] .0150 .1190 | |
| | e=1.493 | Std. Err. = .0912 | Oui |
| | | <i>t</i> - value =16.37 | |
| | | P > <i>t</i> =0.000 | |
| | | [95% Conf. Interval] 1.314 1.672 | |
| r^2 | <i>F</i> value | P_r | Signif. Modèle |
| 0.82 | 286.38 | 0.000 | Oui |

R_{C0} et R_c en (kPa) sont respectivement la résistance à la compression du sol vierge et du sol traité à la chaux combinée aux cendres volantes. (Ch), (CV) et (t) sont les teneurs de la chaux, des cendres volantes en (%) et la durée de cure en (jours) respectivement. (a), (b), (c), (d) et (e) sont les paramètres du modèle considéré déterminés en ajustant l'équation proposée dans le tableau 5.9 avec la base de données figurant dans le tableau 5.2.

Les résultats de l'analyse statistique du modèle de résistance proposé, résumés dans le tableau 5.9, indiquent que le coefficient de détermination est de 0.82, ce qui signifie que 82% des variations de la résistance à la compression sont expliquées par les variables explicatives

retenues telles que les teneurs à la chaux (Ch) et aux cendres volantes (CV) ainsi que la durée de cure (t). Ces résultats indiquent que le pouvoir explicatif du modèle est largement satisfaisant. D'autre part, le (F -test) de signification globale du modèle a été réalisé. Les résultats, tels que présentés dans le tableau 5.9, montrent que la p -value (Pr) du (F -test) est inférieure à 5% ce qui signifie que le modèle est globalement significatif.

Des (t -test) ont été réalisés pour examiner l'impact des différentes variables explicatives (teneur de la chaux, teneur des cendres volantes, durée de cure,...) sur les propriétés de plasticité étudiées. En se basant sur les valeurs de (P) (voir le tableau 5.9), ces tests indiquent si les variables explicatives retenues influencent les variables à expliquer. Toute variable indépendante est considérée comme non significative si elle a une probabilité p -value du (t -test) ($P > |t|$) supérieure au seuil de signification retenu α ($\alpha=0.05$). Par contre, elle est considérée significative dans le cas contraire. Les résultats du (t -test) ont été récapitulés dans le tableau 5.9 et indiquent que toutes les p -values du (t -test) sont inférieures à (0.05), ce qui implique que toutes les variables explicatives retenues dans les modèles proposés ont un impact significatif sur la résistance à la compression des sols argileux améliorés par une combinaison chaux/cendres volantes.

Une évaluation supplémentaire a été effectuée en comparant les valeurs prédites par les modèles proposés et leurs valeurs expérimentales correspondantes. Cette évaluation est illustrée par les figures (5.4), (5.5) et (5.6).

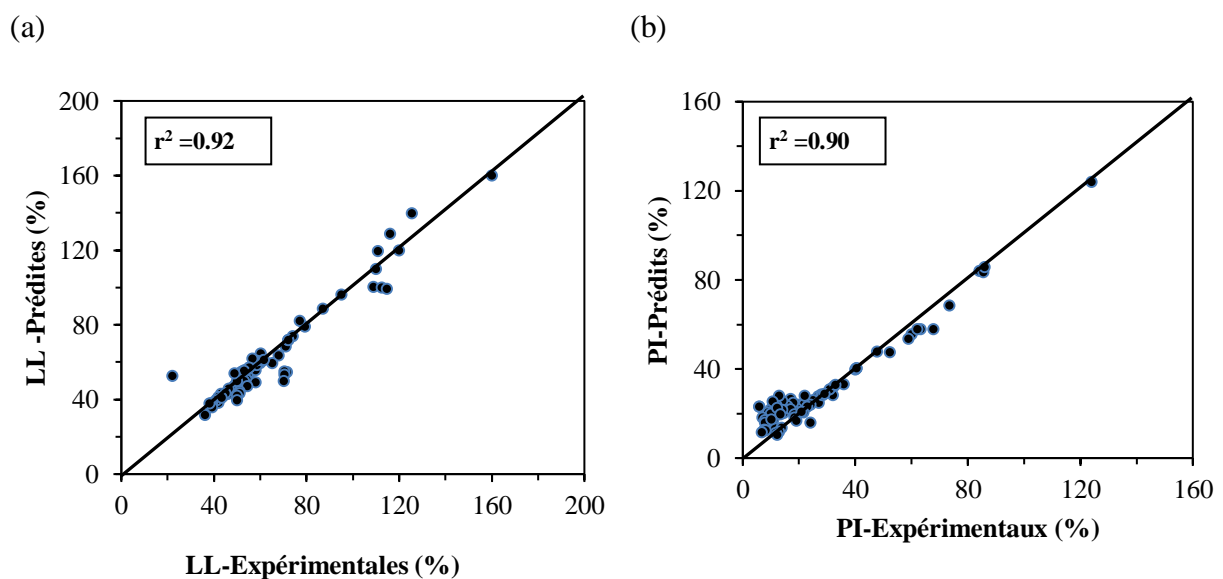


Figure 5.4—Comparaison entre les propriétés de plasticité expérimentales des sols argileux stabilisés par la combinaison Ch/CV et celles prédites : (a) Le modèle LL (b) Le modèle PI

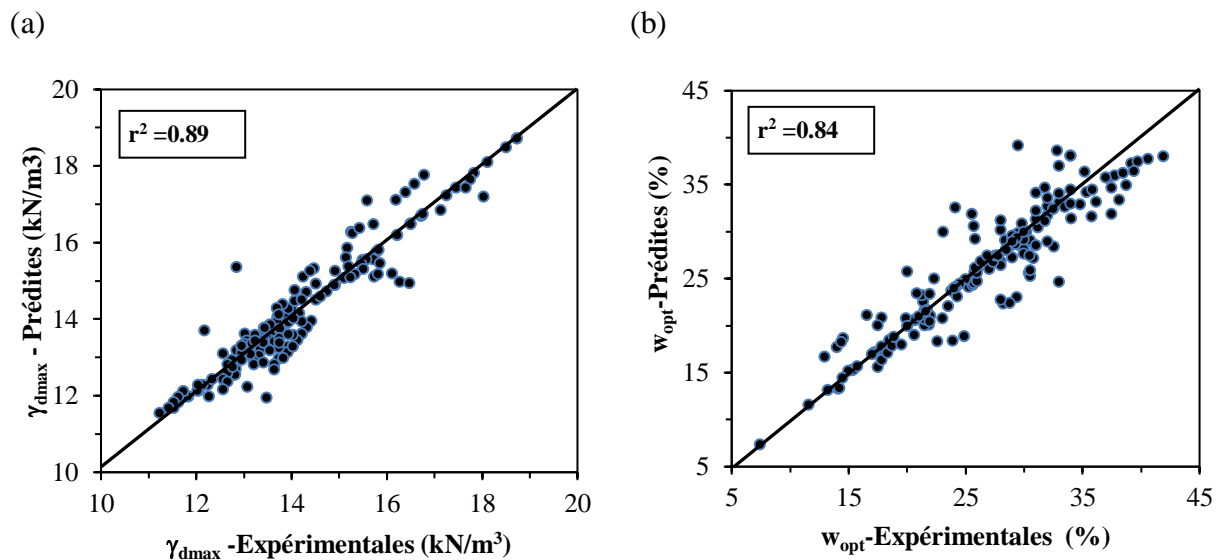


Figure 5.5—Comparaison entre les propriétés de compactage expérimentales des sols argileux par la combinaison Ch/CV et celles prédites : (a) Le modèle γ_{dmax} (b) Le modèle w_{opt}

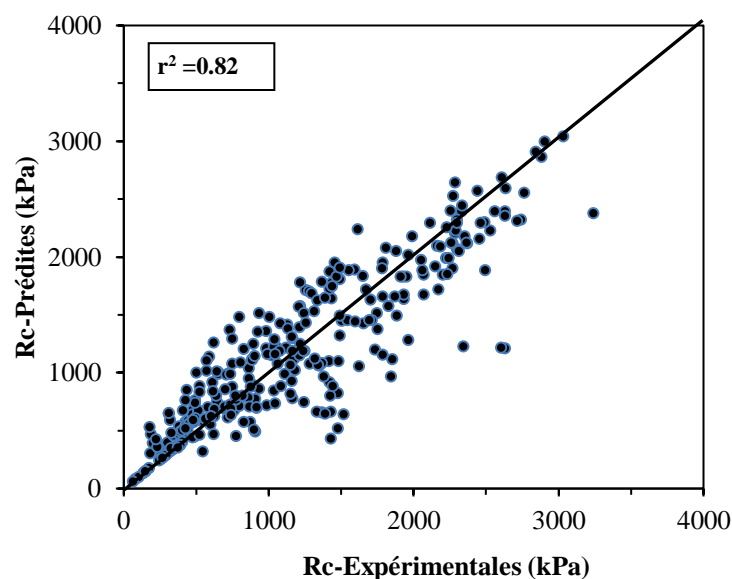


Figure 5.6—Comparaison entre les résistances à la compression des sols argileux stabilisés par la combinaison Ch/CV expérimentales et celles prédites par le modèle de résistance proposé

Les figures (5.4), (5.5) et (5.6) montrent les valeurs de régression de toutes les propriétés étudiées à savoir la limite de liquidité (LL), l'indice de plasticité (PI), la densité sèche maximale (γ_{dmax}), la teneur en eau optimale (w_{opt}) et la résistance à la compression (Rc). Ces valeurs sont respectivement 0.92, 0.90, 0.89, 0.84 et 0.82. Il est assez clair d'observer que la prédiction de toutes les propriétés géotechniques à l'aide des modèles développés a montré des meilleures corrélations entre les résultats prédits et expérimentaux. Cela est caractérisé dans les figures (5.4), (5.5) et (5.6) par la convergence entre les résultats prédits et

expérimentales vers les lignes d'égalité. Il est clair que cette comparaison indique que les propriétés prédites par les modèles développés se rapprochent globalement bien avec les valeurs expérimentales.

5.4. Validation des modèles

Les figures 5.7, 5.8 et 5.9, illustrent les résultats obtenus des études de validation des modèles prédictifs proposés. Ces validations sont basées sur des données expérimentales supplémentaires.

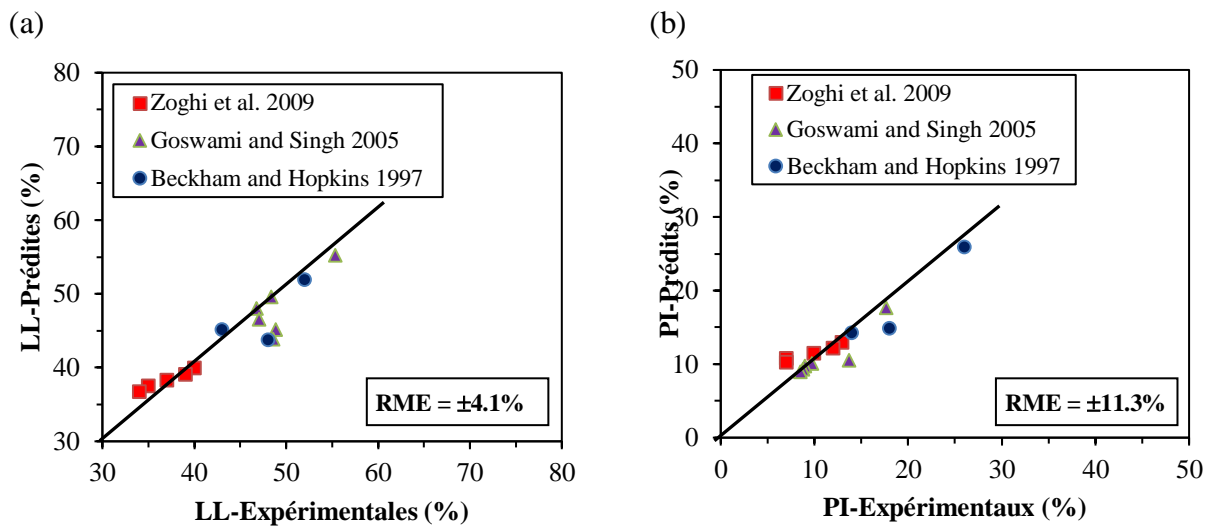


Figure 5.7– Comparaison entre les propriétés de plasticité expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites : (a) modèle LL (b) modèle PI

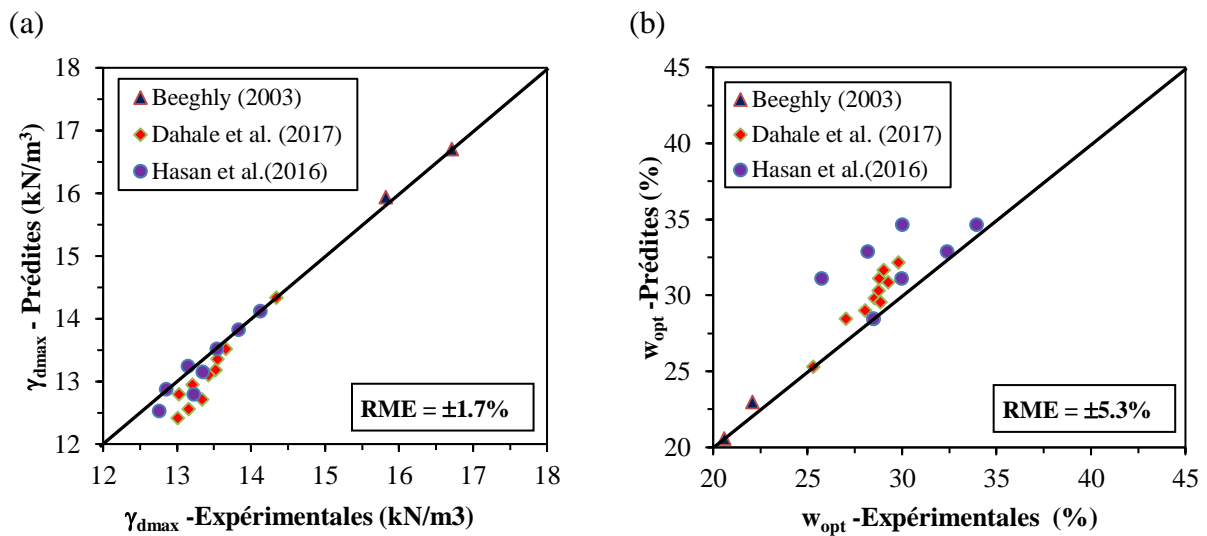


Figure 5.8– Comparaison entre les propriétés de compactage expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites : (a) Le modèle γ_{dmax} (b) Le modèle w_{opt}

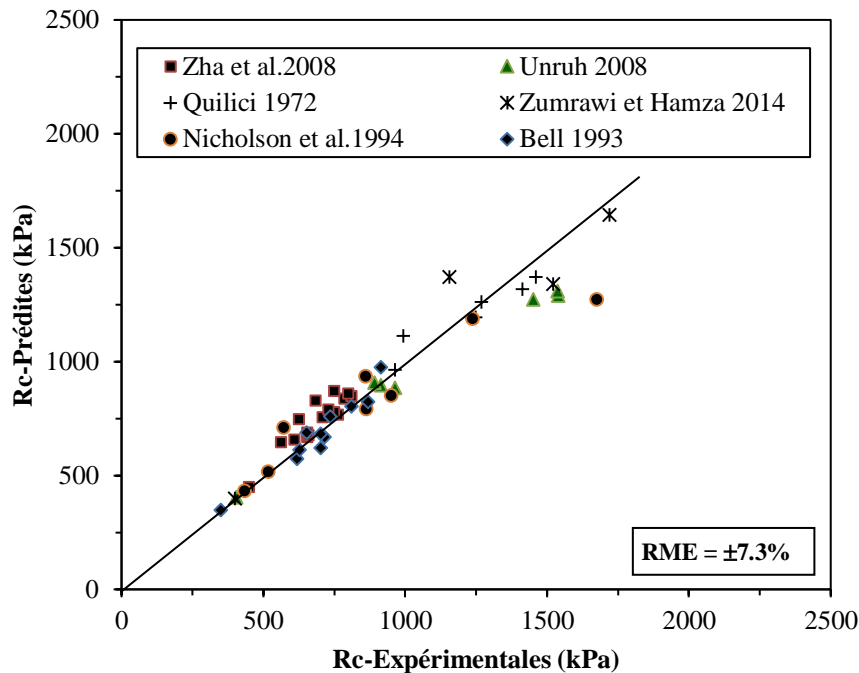


Figure 5.9– Comparaison entre les résistances à la compression expérimentales obtenues à partir des travaux de recherche supplémentaires et celles prédites par le modèle R_c

Dans ce cadre, les modèles de plasticité développés ont été validés en utilisant un total de 14 paires de valeurs supplémentaires extraites des travaux de recherche de (Beckham and Hopkins 1997; Goswami and Singh 2005 et Zoghi et al. 2009). Pour les modèles de compactage, 20 paires de valeurs extraites des articles publiés par (Beeghly 2003; Hasan et al. 2016 et Dahale et al. 2017) ont été utilisés dans la validation. Et enfin 52 paires de points supplémentaires obtenus des travaux de (Quilici 1972; Bell 1993; Nicholson et al. 1994; Unruh 2008; Zha et al. 2008 et Zumrawi and Hamza 2014) ont été utilisés dans la validation du modèle de résistance. Il faut noter que les données utilisées dans la validation ne sont pas incluses dans les phases d'ajustement des différents modèles proposés. Les valeurs RME affichées sur les figures (5.7), (5.8) et (5.9) sont les erreurs moyennes totales relatives qui représentent les moyennes des erreurs entre les valeurs prédites par les modèles proposés et leurs valeurs expérimentales correspondantes, calculées par l'équation (4.12) (voir le chapitre IV).

De faibles RME ont été trouvées entre les valeurs prédites et les données expérimentales d'environ ($\pm 4.1\%$), ($\pm 11.3\%$), ($\pm 1.7\%$), ($\pm 5.3\%$) et ($\pm 7.3\%$) pour la limite de liquidité, l'indice de plasticité, la densité sèche maximale, la teneur en eau optimale et la résistance à la compression non confinée respectivement. Ces résultats montrent que les modèles proposés ont une bonne performance et peuvent être utilisés comme un outil fiable pour prédire les propriétés étudiées des sols argileux stabilisés à la chaux combinée aux cendres volantes.

En outre, il convient de noter que la validité de chaque modèle a été déterminée par sa capacité à généraliser sa prédiction au-delà des données d'apprentissage (utilisées dans l'étape de calibration). En outre, chaque modèle doit fonctionner correctement lorsqu'il est utilisé avec de nouvelles données dont les valeurs appartiennent à la plage des paramètres d'entrée utilisés dans la calibration. Ainsi, la capacité de tous les modèles proposés doit être validée en utilisant de nouvelles données provenant d'autres études exclues des données d'apprentissage afin d'obtenir des modèles les mieux ajustés pouvant être utilisés pour prédire toutes les propriétés étudiées.

5.5. Etude paramétrique

Dans cette section, et après l'élaboration et la validation des différents modèles, des études paramétriques ont été effectuées pour montrer les effets et les impacts des différents paramètres d'estimation retenus dans les équations proposées (teneur de la chaux, des cendres volantes et temps de cure) sur les propriétés géotechniques étudiées des sols améliorés par une combinaison chaux/cendres volantes. Cette analyse paramétrique a également été réalisée afin de vérifier la capacité de ces modèles à évaluer l'effet de cette combinaison sur les limites d'Atterberg (PI, LL), la résistance à la compression (R_c) et les paramètres de compactage (w_{opt} et γ_{dmax}) des sols argileux stabilisés.

5.5.1. Effet de la combinaison chaux/cendres volantes sur les propriétés de plasticité

Les figures (5.10) et (5.11) représentent une évaluation paramétrique des modèles (LL) et (PI) proposés, en variant les valeurs des variables explicatives retenues dans ces modèles à savoir les teneurs de la chaux (Ch) et des cendres volantes (CV) respectivement. L'analyse paramétrique était basée sur un sol argileux vierge proposé dont la limite de liquidité (LL_0) et l'indice de plasticité (PI_0) sont 70% et 40%, respectivement. Dans le cadre de voir les impacts des cendres volantes et de la chaux sur les propriétés de plasticité, séparément, la teneur à la chaux a été variée de la façon suivante (0, 2, 4, 6, 8 et 10%). Cette variation est accompagnée par des teneurs fixes des cendres volantes (CV=10% puis CV=15%) comme il est indiqué sur Figure 5.10 (a). Un travail similaire a été élaboré pour quantifier l'impact des cendres volantes sur les propriétés de plasticité. A cette fin, la variation des teneurs des cendres volantes a été prise comme suit (0, 5, 10, 15, 20 et 25%). Cette variation est accompagnée par des teneurs de chaux fixes (Ch=3% puis Ch=6%) comme il est indiqué sur la figure 5.10 (b). Selon la littérature, l'utilisation d'une combinaison chaux/cendres volantes comme additive aux sols argileux, a amélioré leurs ouvrabilités en raison de la réduction significative de la

valeur de l'indice de plasticité (Bell 1996; Pinero 2000; Ji-ru and Xing 2002; Bose 2012). Sur la base des résultats prédits par les modèles (LL) et (PI), il est clair d'observer que la limite de liquidité et l'indice de plasticité diminuent avec l'augmentation du pourcentage de la chaux combinée aux cendres volantes (figure 5.10).

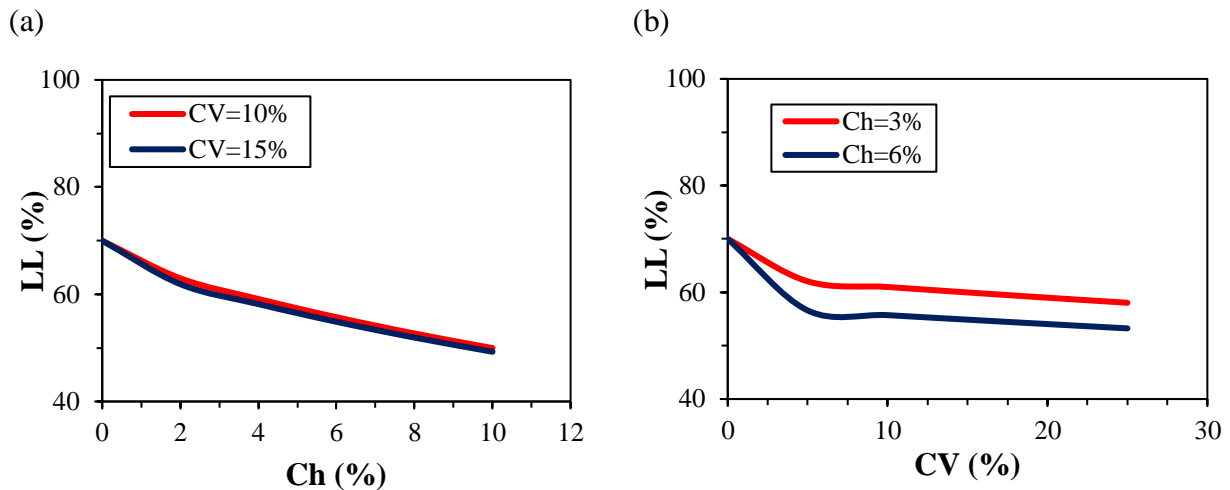


Figure. 5.10 — Évaluation empirique de l'effet de la combinaison chaux/cendres volantes sur la limite de liquidité des argiles : (a) effet des cendres volantes (b) effet de la chaux

Par exemple, pour un sol argileux de classe CH, le modèle LL estime que la limite de liquidité peut diminuer de 70% à 59,13 et 52,69 % avec l'addition de 4 et 8% respectivement de chaux combinée avec 10% de cendres volantes. Ceci correspond à des réductions de 15,5% et 24,7% respectivement de la valeur de la limite de liquidité initiale (figure 5.10 (a)). Pour les mêmes teneurs de chaux mais combinées avec 15% de cendres volantes, les diminutions de la limite de liquidité étaient de 16,9% et 25,8% pour des teneurs de la chaux de 4 et 8% respectivement, ce qui représente presque les mêmes diminutions obtenues avec 10% des cendres volantes. Cela veut dire que l'effet des cendres volantes sur la limite de liquidité est négligeable devant celui de la chaux. Cela se voit dans la figure 5.10 (b) où les teneurs de la chaux ont été fixées à 3% puis à 6% en variant les teneurs aux cendres volantes. Dans ce cadre, le modèle LL estime que la limite de liquidité peut diminuer de 70% à 61 et 55,7% avec l'addition de 10% des cendres volantes combinées avec 3% et 6% de chaux. Ceci correspond à des réductions de 12,9% (avec 3% de chaux) et 20,6% (avec 6% de chaux) respectivement de la valeur de la limite de liquidité initiale (figure 5.10 (b)). Cela prouve que la chaux a un impact sur la diminution de la limite de liquidité plus important que celui des cendres volantes. Cette constatation se confirme en comparant le paramètre de la chaux ($a=0.0362$) dans le modèle LL avec celui des cendres volantes ($b=0.0039$) comme résumé dans le tableau 5.5. La figure 5.10 (a) peut expliquer la p-value élevée ($p > |t| = 0.165$ (16.5%)),

constatée dans les (t -test) (tableau 5.5) réalisés, et qui correspond à l'impact des teneurs des cendres volantes sur la limite de liquidité des sols stabilisés. Cette valeur (la p -value) dépasse nettement le seuil de signification retenu ($\alpha=0.05$). Cela veut, peut être, dire aussi que, l'impact des cendres volantes sur la diminution de la limite de liquidité des sols argileux stabilisés à la chaux combinée aux cendres volantes est négligeable par rapport à celui de la chaux. Cependant, pour la même classe d'argile, des diminutions des valeurs de l'indice de plasticité de 40% à 26,39 et 23,09% respectivement avec l'ajout de 3 et 6% de chaux combinée avec 10% des cendres volantes ont été prédites par le modèle PI. Cela correspond à des réductions d'environ 34% et de 42,3% des valeurs de cette propriété (figure 5.11 (a)). Pour les mêmes teneurs de chaux, mais combinée avec 15% de cendres volantes, les réductions dans l'indice de plasticité naturel ont été de 40% et 47% pour des teneurs de la chaux de 3 et 6% respectivement (figure 5.11 (b)). Cela prouve que les cendres volantes et la chaux ont un impact sur la diminution de l'indice de plasticité.

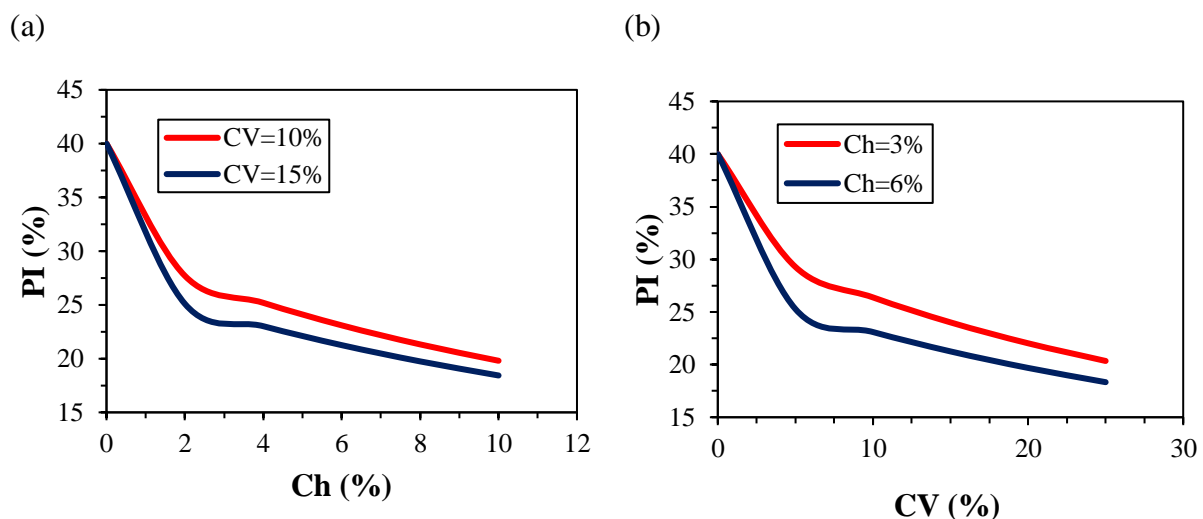


Figure. 5.11 — Évaluation empirique de l'effet de la combinaison chaux/cendres volantes sur l'indice de plasticité des argiles : (a) effet des cendres volantes (b) effet de la chaux

En plus, il y a une diminution immédiate de l'indice de plasticité lors de l'addition de la chaux, comme il est indiqué sur la figure 5.11 (a) et (b). Dans ce cadre, une teneur de chaux de 3% combinée avec 10% de cendres volante, était suffisante pour réduire l'indice de plasticité de plus de 34%. L'augmentation de la teneur en chaux au-delà de 3% jusqu'à 8% a eu un effet marginal sur la réduction de l'indice de plasticité (figure 5.11 (a)). Ce comportement important est en faveur de l'ouvrabilité des sols argileux, puisque l'ouvrabilité est étroitement liée aux propriétés plastiques des sols (Sivapullaiah et al. 1996). En général, la diminution de l'indice de plasticité indique une amélioration de l'ouvrabilité du sol (Goswami and Singh

2005). Cette diminution immédiate de l'indice de plasticité est le résultat d'une augmentation immédiate de la limite de plasticité (Ouf 2001; Goswami and Singh 2005; Krishna Reddy 2013). Selon Zha et al. (2008). L'addition des cendres volantes combinées à la chaux peut : (1) réduire l'épaisseur de la couche à double diffuse (?) (2) provoquer la floculation des particules d'argile et (3) augmenter la teneur en particules plus grossières causée par la liaison de particules d'argile résultant de réactions chimiques entre les minéraux argileux et la chaux. Dans ce cas, les particules d'argile sont cimentées ensemble et passent d'une taille plus petite (la taille des limons) à une taille plus grande (taille des particules de sable). Ce processus provoque un changement de classification du mélange argile/ajout. Ces constatations ont été confirmées par d'autres chercheurs (Beckham and Hopkins 1997 ; Sivapullaiah et al. 1996).

5.5.2. Effet de la combinaison Ch/CV sur les caractéristiques de compactage

Les figures (5.12) et (5.13) représentent une évaluation paramétrique des modifications de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et de la teneur en eau optimale (w_{opt}) causées par la combinaison chaux/ cendres volantes. Ces résultats ont été obtenus en variant les variables explicatives retenues dans les modèles de compactage proposés. Ils sont résumés dans les tableaux (5.7) et (5.8). Les variables explicatives sont les teneurs de la chaux et des cendres volantes respectivement. L'analyse paramétrique était basée sur un sol argileux dont la densité sèche maximale (γ_{dmax0}) et la teneur en eau optimale (w_{opt0}) naturelles ont été supposées de 17.0 (kN/m³) et 22.0 (%), respectivement. En vue de quantifier les effets de la chaux et des cendres volantes sur les propriétés de compactage, séparément, le pourcentage de la chaux a été varié de la façon suivante (0, 2, 4, 6, 8 et 10%). Cette variation est accompagnée par des teneurs des cendres volantes fixes (CV=10% et CV=15%), comme montré sur les Figure 5.12 (a) et 5.13 (a). Pour quantifier l'impact des cendres volantes sur les propriétés de compactage, la variation de cet ajout a été prise comme suit (0, 5, 10, 15, 20 et 25%). Cette variation est accompagnée par des teneurs de chaux fixes (Ch=3% puis Ch=6%), comme noté sur les figures 5.12 (b) et 5.13 (b). Selon la littérature, la teneur en eau optimale (w_{opt}) augmente et la densité sèche maximale (γ_{dmax}) diminue avec l'augmentation de la teneur de la chaux combinée aux cendres volantes (Bell 1993; Beckham and Hopkins 1997; Wang et al. 2011 et Jha and Sivapullaiah 2017). Ces tendances ont été confirmées par les modèles w_{opt} et γ_{dmax} proposés (figures (5.12) et (5.13)). Sur la base des résultats prédits par les modèles γ_{dmax} et w_{opt} , il est clair d'observer que la teneur en eau optimale (w_{opt}) augmente et la densité sèche maximale (γ_{dmax}) diminue avec l'augmentation de la teneur de la combinaison chaux/cendres volantes. Par exemple, le modèle γ_{dmax} prédit que la densité sèche maximale peut diminuer

de 17.0 à 16.13 et 15.73 (kN/m^3) avec l'addition de 4 et 8% respectivement de chaux combinée avec 10% de cendres volantes. Ceci correspond à des réductions de 5.11% et 7,46% respectivement de la valeur initiale de la densité sèche maximale (figure 5.12 (a)). Pour les mêmes teneurs de chaux mais combinées avec 15% de cendres volantes, les diminutions de la densité sèche étaient de 6.31% et 8.60% pour des teneurs de la chaux de 4 et 8% respectivement. D'autre part, le modèle γ_{dmax} estime que la densité sèche maximale peut diminuer de 17.0 à 16.24 et 15.93 (kN/m^3) avec l'addition de 10% des cendres volantes combinées avec 3% et 6% de chaux. Ceci correspond à des réductions de 4,5% (avec 3% de chaux) et 6,3% (avec 6% de chaux) respectivement de la valeur cette propriété (figure 5.12 (b)). Les résultats de l'étude paramétrique ainsi que la comparaison entre les paramètres (a) et (b) (indiqués dans le tableau 5.7) qui correspondent à la chaux et aux cendres volantes respectivement ($a= 0.0067 > b=0.0027$) montrent que l'impact de la chaux sur la diminution de la densité sèche maximale est plus important que celui des cendres volante.

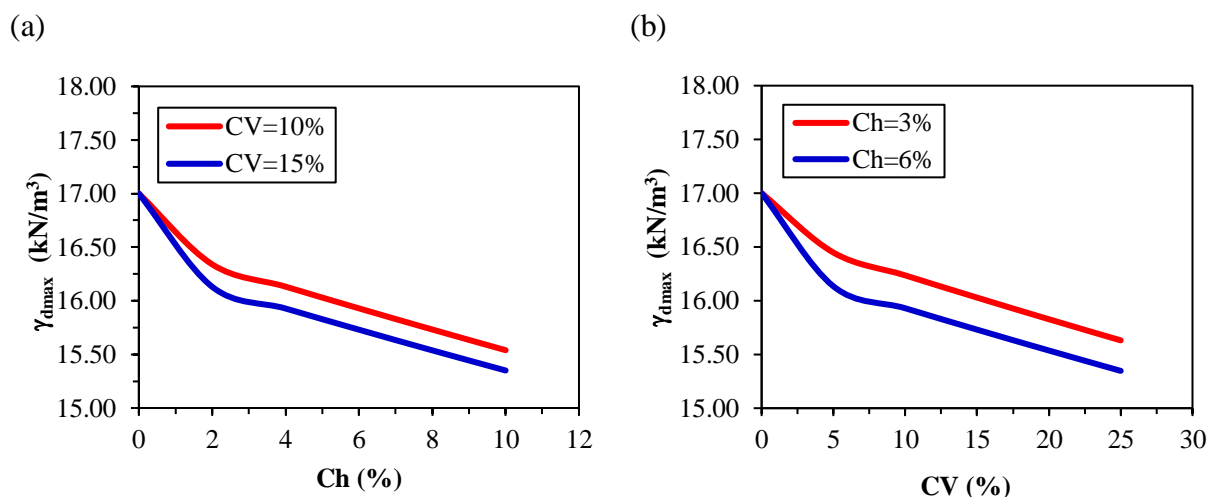


Figure. 5.12 — Évaluation empirique de l'effet de la combinaison Ch/CV sur la densité sèche maximale des argiles : (a) effet des cendres volantes (b) effet de la chaux

De même, pour le même sol proposé, des augmentations des valeurs de la teneur en eau optimale de 22.0% à 24.66 et 26.95% respectivement avec l'ajout de 4 et 8% de chaux combinée avec 10% de cendres volantes ont été prédites par le modèle w_{opt} . Cela correspond à des augmentations d'environ 12.10% et de 22.50% des valeurs de cette propriété (figure 5.13 (a)). Pour les mêmes teneurs de chaux mais combinées avec 15% de cendres volantes, les augmentations de la teneur en eau optimale étaient de 12.95% et 23.35% pour des teneurs de la chaux de 4 et 8% respectivement.

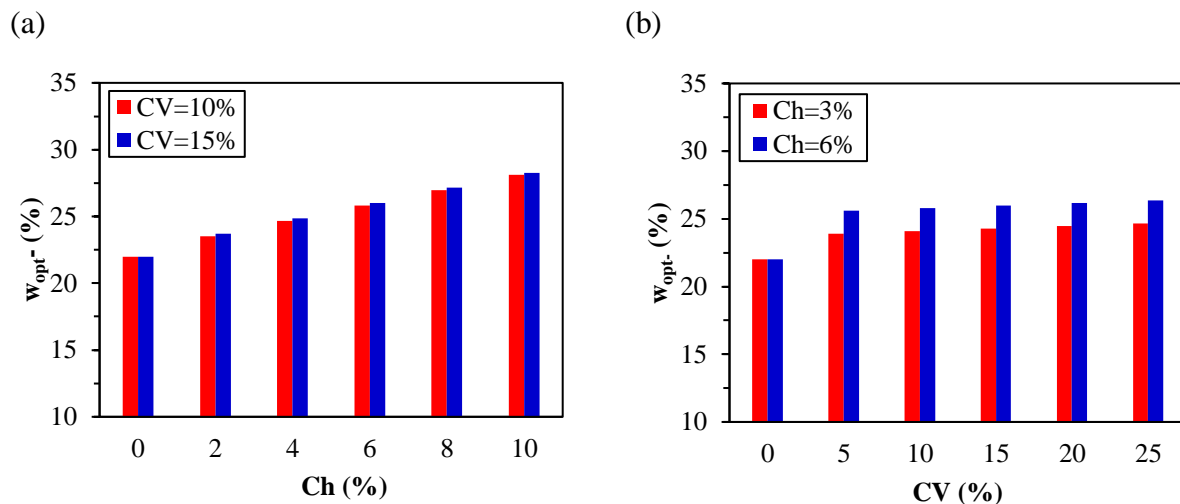


Figure. 5.13 — Évaluation empirique de l'effet de la combinaison Ch/CV sur la teneur en eau optimale des argiles : (a) effet des cendres volantes, (b) effet de la chaux

En plus, le modèle w_{opt} estime que la teneur en eau optimale peut augmenter de 22.0 à 24.09 et 25.81 (%) avec l'addition de 10% des cendres volantes combinées avec 3% et 6% de chaux. Ceci correspond à des augmentations de 9,5% (avec 3% de chaux) et 17,3% (avec 6% de chaux) respectivement de la valeur cette propriété (figure 5.12 (b)). Les résultats de cette évaluation paramétrique et la comparaison entre les paramètres (a) et (b) qui correspondent à la chaux et aux cendres volantes respectivement dans le modèle w_{opt} ($a=0.0258 > b=0.0017$) indiquent que l'effet de la chaux sur l'augmentation de la teneur en eau optimale est plus important que celui des cendres volante.

La diminution de la densité sèche maximale avec l'augmentation du pourcentage du mélange chaux/cendres volantes est principalement due à la densité spécifique inférieure des cendres volantes et de la chaux par rapport à la densité spécifique du sol et aussi à la formation immédiate des produits cimentés ce qui réduit cette densité du sol traité (Bell 1996; Zha et al. 2008). Par contre, l'augmentation de la teneur en eau optimale du mélange sol/chaux/cendres volantes était peut-être affectée par plusieurs facteurs : (1) la teneur en eau optimale (w_{opt}) élevée des cendres volantes par rapport à celle du sol non traité, à cause de la quantité croissante de fines qui nécessitent une plus grande teneur en eau en raison de leur plus grande surface (Kumar et al. 2007; Rangaswamy 2016; Sharma and Hymavathi 2016). (2) Les réactions d'hydratation entre les cations des particules d'argile et les cendres combinées à la chaux, car la chaux libre présente dans le mélange cendres volantes/Chaux nécessite plus d'eau pour le processus d'hydratation ce qui entraîne une augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation de la teneur de l'ajout (Zumrawi and Hamza 2014; Premkumar

et al. 2016). Il convient de noter que la sensibilité de la variation des caractéristiques de compactage par rapport à l'effet du mélange chaux/cendres volantes était plus prononcée avec la teneur en eau optimale qu'avec la densité sèche maximale. Un comportement similaire a été constaté par plusieurs chercheurs lorsqu' on compare leurs résultats expérimentaux avec ceux prédits par les modèles γ_{dmax} et w_{opt} proposés. Dans ce cadre, Kumari et al (2015) et Ibrahim (2013) ont constaté que la densité sèche maximale d'un sol argileux de classe CH est passé de 14.91 (kN/m³) (20.83 (kN/m³)) à 13.44 (kN/m³) (18.55 (kN/m³)) en utilisant 15% et (10%) des cendres volantes combinées avec 6% et (5%) de chaux. Cela veut dire une diminution dans la valeur de la densité sèche maximale de 9.9% (10.9%) lors de l'addition de ces quantités d'ajout. Cependant, pour la teneur en eau optimale, cette dernière est passée de 17.0% (12.65%) à 21.50% (13.75%) en utilisant les mêmes quantités d'ajouts. Cela reflète que la valeur de la teneur en eau optimale a augmenté de 26.50 (9.0%). Des comportements similaires ont été rapportés par plusieurs chercheurs (Buwa and Wayal 2016; Premkumar et al. 2016).

5.5.3. Effet de la combinaison Ch/CV sur la résistance à la compression

Une étude paramétrique a été menée pour évaluer l'impact des différentes variables explicatives retenues dans le modèle prédictif de la résistance à la compression des sols argileux améliorés par une combinaison chaux/cendres volantes proposé, à savoir les teneurs de la chaux (Ch) et des cendres volantes (CV) et la durée de cure (t). L'analyse paramétrique était basée sur une valeur initiale de résistance ($R_{C0}=300$ kPa) pendant des durées de cure de (7, 28, 90 et 365 jours) où la quantité des cendres volantes a été variée entre (0-30%). Dans ce cadre, en fonction de la teneur de la chaux, trois cas ont été évalué : cas d'une teneur à la chaux égale à (1.5%), à (3%) et à (6%) respectivement. Les résultats de cette étude sont montrés sur la figure 5.14.

Plusieurs chercheurs ont constaté que l'utilisation de la chaux combinée aux cendres volantes comme additive aux sols argileux ont amélioré leurs résistances (Bell 1993; Beckham and Hopkins 1997 et Kumar 2011). Cela peut se traduire par une augmentation significative des valeurs de résistance des sols argileux stabilisés. Sur la base des résultats prédits par le modèle de résistance, il est évident de voir que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la teneur de l'ajout en fonction de la durée de cure. Par exemple, pour un sol argileux de résistance à la compression initiale ($R_{C0} = 300$ kPa) et pour une durée de cure de 7 jours, le modèle R_c estime une résistance égale à 916 kPa en utilisant 6% de chaux

combinée avec 15% de cendres volantes, soit une augmentation de plus de 205%. Cependant, pour un temps de cure de 90 jours, le modèle Rc prédit une résistance égale à 1072 kPa en utilisant seulement 5% de cendres volantes combinées avec seulement 1.5% de chaux comme additif, soit une augmentation de plus de 257% de la valeur de la résistance à la compression initiale du sol vierge (figure 5.14 (a)).

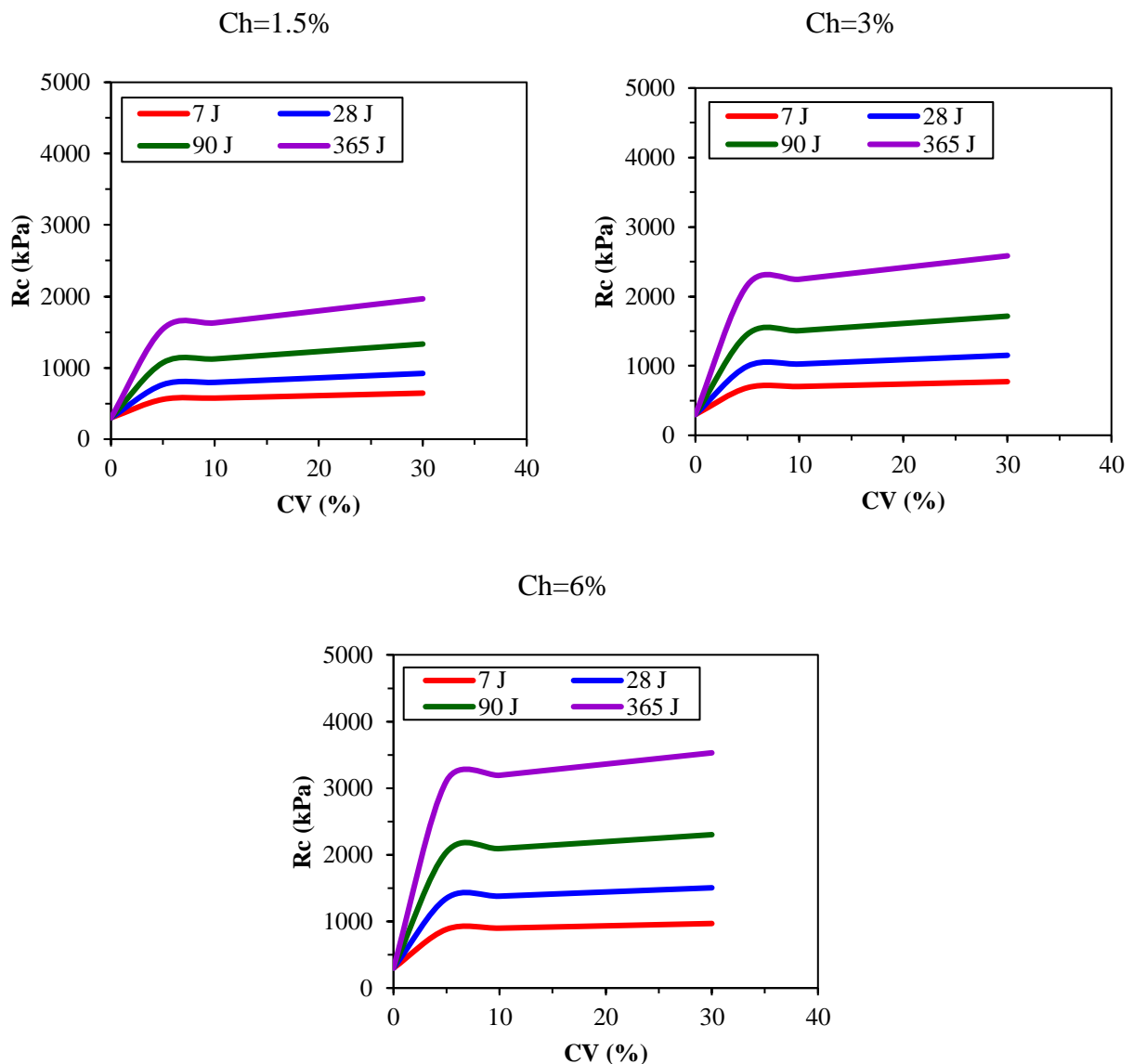


Figure 5.14—Évaluation empirique de l'effet de la durée de cure et des cendres volantes (CV) combinées avec la chaux (Ch) sur la résistance à la compression des argiles stabilisées:

(a) Ch=1.5% (b) Ch=3% (c) Ch=6%

Ce gain de résistance augmente considérablement en augmentant le pourcentage de l'additif et le temps de cure. Dans ce cadre, pour une teneur de la chaux de 6% combinée avec 10% de cendres volantes et après respectivement 90 et 365 jours, le modèle proposé prédit des

résistances aux compressions égales à environ 2020 et 3192 kPa respectivement. Cela correspond à des gains de résistances égales à 573 et 964% respectivement (figure 5.14 (c)). Cela montre que, pour de longues durées de cure, le modèle prédit des augmentations de résistance significatives.

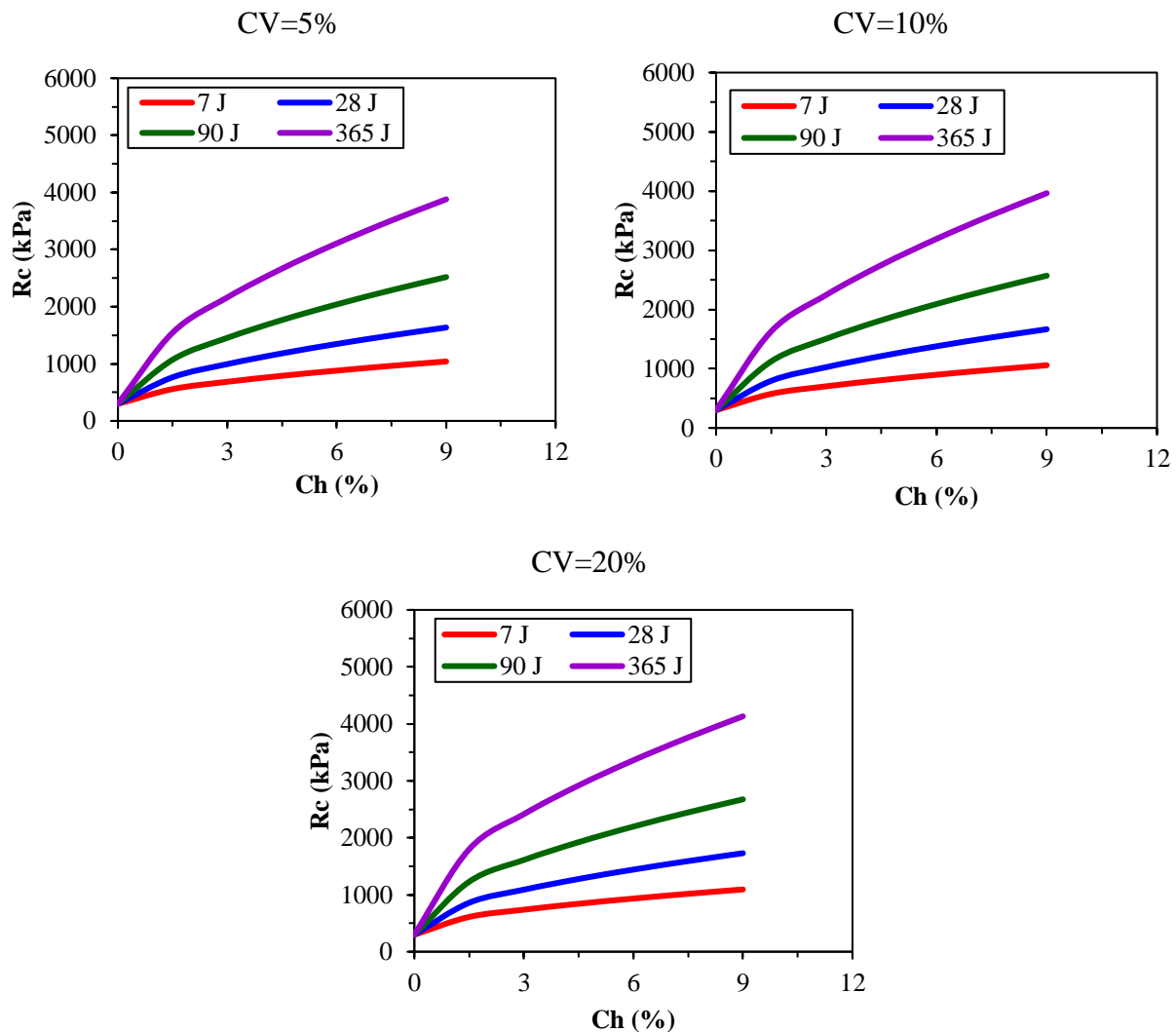


Figure 5.15– Évaluation empirique de l'effet de la durée de cure et de la chaux (Ch) combinée avec les cendres volantes (CV) sur la résistance à la compression des argiles stabilisées:

(a) CV=5% (b) CV=10% (c) CV=15%

Dans ce cadre, la figure 5.14 (c) montre que pour une teneur des cendres volantes de 30% mélangée avec 6% de chaux et après 365 jours, le modèle affiche une résistance qui vaut 3529 kPa. Cela représente une augmentation de 1076% par rapport à la résistance initiale du sol vierge. La figure 5.15 montre une analyse paramétrique basée sur la même valeur initiale de résistance ($R_{C0}=300$ kPa) pendant les mêmes durées de cure de (7, 28, 90 et 365 jours). Cette fois la quantité de la chaux a été variée entre (0-9%). En plus, en fonction de la teneur des

cendres volantes, trois cas ont été évalués : cas d'une teneur de cendres volantes égale à (5%), à (10%) et à (15%) respectivement. En comparant les figures 5.14 et 5.15, on peut constater que l'impact des cendres volantes sur l'augmentation de la résistance à la compression est moins important que celui de la chaux. Selon Consoli et al. (2010), il existe une différence importante dans les résultats de résistance entre l'utilisation de la chaux seule et combinée aux cendres volantes dans les sols argileux. Pour expliquer cette différence, il est important de souligner que la partie fine des sols argileux est parfois principalement constituée des minéraux de kaolinite (cristallins), alors que les cendres volantes sont formées essentiellement de minéraux amorphes (sans structure cristalline définissable). Chimiquement, les deux matériaux sont principalement formés de silice et d'alumine. Après un certain temps de cure, les réactions chimiques, dépendant du temps entre la chaux et les particules d'argile/cendres volantes, qui sont les réactions pouzzolaniques, ont également eu lieu. Ces réactions se produisent parce que la silice et l'alumine dans la structure du mélange argile/cendres volantes réagissent avec l'eau et la chaux pour former des gels de silicate de calcium hydraté et d'aluminate de calcium, qui se cristallisent ensuite pour lier la structure.

L'addition des cendres volantes dans le mélange sol/chaux, augmente la disponibilité de l'alumine et de la silice qui sont des minéraux amorphes (qui se solubilisent rapidement sous un pH élevé augmenté par l'addition de la chaux (Al-Taie et al. 2016)). Ce milieu basique, pousse à des réactions croissantes avec la chaux, ce qui produit des résistances accrues (Consoli et al. 2010). Plusieurs chercheurs ont rapporté des résultats similaires en comparant leurs résultats expérimentaux aux valeurs prédites par le modèle de résistance. Dans ce cadre, Butalia et al. (2006) ont signalé que la résistance à la compression d'un sol argileux passait de 290.20 kPa à 934.10 kPa en utilisant 5% de chaux combinée avec 15% de cendres volantes après 7 jours de cure. La valeur de résistance a augmenté donc de 192%. De plus, pour un temps de cure de 90 jours, Premkumar et al. (2016), ont rapporté que la résistance à la compression d'un sol argileux passait de 300 kPa à 1046 kPa en utilisant seulement 3% de cendres volantes combinées avec seulement 1.5% de chaux comme additif soit une augmentation de plus de 250% de la valeur de la résistance. Selon d'autres chercheurs, ce gain de résistance augmente considérablement en augmentant le pourcentage de l'additif et le temps de cure. Ainsi, Jha and Sivapullaiah (2017), pour une teneur en chaux de 6% combinée avec 10% et 30% de cendres volantes et après 90 et 365 jours respectivement, ont observé que la résistance à la compression passait de 310 kPa à 1980 et 3925 kPa respectivement. Cela correspond à des gains de résistances égaux à 578 et 1042 % respectivement. Plusieurs

chercheurs ont observé les mêmes comportements (Bell 1993; Beckham and Hopkins 1997; Pinero 2000; Ibrahim 2013 et Ardah et al. 2017).

5.6. Conclusion

Dans ce chapitre, un travail similaire à celui élaboré dans les chapitres 3 et 4 a été réalisé. Une collecte et une classification de plusieurs bases de données ont été effectuées avec pour objectif de les utiliser dans l'opération d'ajustement d'un ensemble de modèles estimant l'impact de la combinaison chaux/cendres volantes sur quelques propriétés des sols argileux.

Le travail élaboré dans ce chapitre a atteint les objectifs suivants:

5 modèles statistiques ont été proposés. Ils décrivent l'effet de la chaux combinée aux cendres volantes sur la limite de liquidité (LL), l'indice de plasticité (PI), la densité sèche maximale (γ_{dmax}), la teneur en eau optimale (w_{opt}) et la résistance à la compression (R_c) des sols argileux stabilisés.

Les modèles proposés ont été ensuite évalués en se basant sur 3 éléments statistiques, à savoir le coefficient de détermination (r^2), le test de Fisher (F -test) et le test de Student (t -test). Les résultats de l'évaluation ont indiqué que les différents modèles ont donné des coefficients de détermination compris entre 0.82 et 0.92. Ces résultats montrent que les pouvoirs explicatifs des modèles proposés sont largement satisfaisants. D'autre part, des (F -test) de signification globale des modèles ont été réalisés et les résultats ont montré que les p -value des (F -test) sont inférieures à 5%; ce qui signifie que tous les modèles proposés sont globalement significatifs.

Des (t -test) ont été réalisés pour examiner l'impact des différentes variables explicatives retenues dans les modèles sur les propriétés étudiées. En se basant sur les valeurs de (P) des (t -test), ces tests ont indiqué que les variables explicatives retenues influencent, globalement, les variables à expliquer.

En plus de l'évaluation statistique des modèles élaborés, des études de validation, en utilisant des données expérimentales supplémentaires, ont été effectuées. Ces études ont montré, en calculant les erreurs relatives entre ces valeurs expérimentales et leurs valeurs correspondantes prédites par les modèles élaborés, que ces derniers fournissent des résultats avec des degrés de précision acceptables.

Des études paramétriques ont été menées pour quantifier les effets des différentes variables explicatives retenues (teneurs de la chaux et des cendres volantes, durée de cure) dans les modèles, sur les propriétés étudiées.

Pour les propriétés de plasticité, l'étude paramétrique a montré que l'ajout de la combinaison chaux/cendres volantes aux sols argileux a amélioré leurs ouvrabilités en raison de la réduction significative de la valeur de l'indice de plasticité (PI).

Pour les caractéristiques de compactage, les modèles proposés ont montré que la teneur en eau optimale (w_{opt}) augmente et la densité sèche maximale (γ_{dmax}) diminue. Ces tendances ont été confirmées par plusieurs chercheurs comme il a été montré précédemment.

La résistance à la compression (R_c) des sols argileux améliorés à la chaux combinée aux cendres volantes, a été aussi évaluée. Le modèle proposé prédit des valeurs accrues de résistance. Par exemple, pour une teneur de la chaux de 6% combinée avec 10% de cendres volantes après 90 jours de cure, la résistance affiche des gains qui dépassent les 500% ce qui est remarquable.

L'étude paramétrique a montré que, globalement, l'impact des cendres volantes sur les variations des propriétés étudiées est moins important que celui de la chaux.

CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Conclusions Générales

Une étude statistique approfondie a été élaborée en vue de proposer des modèles prédictifs de quelques propriétés importantes des sols argileux stabilisés par différents ajouts cimentaires à savoir les cendres volantes, la chaux et la chaux combinée aux cendres volantes. Dans ce cadre, des bases de données, ont été collectées, classées et présentées, contenant des propriétés physiques et mécaniques des sols argileux stabilisés aux cendres volantes, à la chaux et par la combinaison des deux, extraites d'un nombre important de travaux de recherche publiés dans la littérature. Ces bases de données ont été utilisées par la suite dans l'ajustement d'un ensemble d'équations empiriques proposées. Dans ce contexte, le travail élaboré a visé et ciblé les objectifs suivants:

- La proposition et l'ajustement d'un nombre important de modèles statistiques décrivant l'effet des cendres volantes, de la chaux et de la combinaison des deux ajouts sur quelques propriétés physiques et mécaniques des sols améliorés tels que les propriétés de plasticité, les paramètres de compactage, la résistance à la compression simple et le potentiel de gonflement des sols argileux stabilisés.
- Évaluer les modèles ainsi proposés en utilisant des tests statistiques appropriés pour ce genre d'études.
- Vérifier la précision des modèles proposés grâce à une étude de validation.
- Étudier l'effet des différents ajouts cimentaires retenus dans le présent travail sur les propriétés géotechniques étudiées par le biais d'une étude paramétrique.

A la lumière des points abordés ci-dessus, les résultats suivants ont été obtenus :

○ Cas des sols argileux traités aux cendres volantes

- En vue d'estimer l'effet des cendres volantes sur la limite de liquidité (LL), l'indice de plasticité (PI), la résistance à la compression simple (Rc), le gonflement libre (GL), la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et la teneur en eau (w_{opt}), des sols argileux très plastiques, traités aux cendres volantes, un total de six modèles empiriques ont été proposés et ajustés.
- Les coefficients de détermination (r^2) élevés fournis par ces modèles ont indiqués que les variations des propriétés de plasticité, de compactage et de gonflement étudiés peuvent être expliquées en utilisant uniquement la teneur aux cendres volantes comme variable explicative. Pour la résistance à la compression simple, les résultats obtenus

ont montré que la variation de cette propriété peut être expliquée par le biais des deux variables à savoir la teneur aux cendres volantes et la durée de cure.

- Les F -tests réalisés pour les différents modèles, ont montré que ces derniers sont globalement significatifs. D'autre part, les t -tests ont indiqué que les variables explicatives retenues dans les modèles proposés influencent les propriétés étudiées.
- Les études de validations menées, sur la base d'un ensemble de données supplémentaires, ont montré une précision d'estimation remarquable fournie par les modèles proposés.
- En vue de quantifier les effets des différentes variables explicatives retenues dans les différents modèles, sur les propriétés étudiées, une étude paramétrique a été menée. À la lumière des résultats théoriques obtenus, les conclusions suivantes peuvent être dégagées :
 - La limite de liquidité et l'indice de plasticité des sols argileux très plastiques, diminuent en augmentant la teneur aux cendres volantes.
 - La résistance à la compression simple augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes et du temps de cure.
 - Le gonflement libre des sols argileux diminue significativement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes.
 - La teneur en eau optimale augmente et la densité sèche maximale diminue avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes.

○ **Cas des sols argileux traités à la chaux**

- Six modèles empiriques ont été proposés et ajustés, dans le cadre d'estimer l'effet de la chaux sur la limite de liquidité, l'indice de plasticité, la densité sèche maximale, la teneur en eau, la résistance à la compression non confinée et la pression de gonflement des sols argileux traités à la chaux.
- Pour la plasticité, l'étude statistique a montré qu'en plus de la teneur à la chaux, il est nécessaire d'ajouter d'autres variables explicatives dans les modèles proposés tels que l'activité et le pH du sol naturel, pour mieux expliquer l'influence de la chaux sur les propriétés étudiées.
- L'étude statistique a montré l'existence d'une forte corrélation entre l'effet de la chaux sur la pression de gonflement et également sur l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés. Pour cette raison, dans le modèle de gonflement proposé, l'écart entre les

indices de plasticité du sol naturel et traité respectivement (PI_0 - PI) est la variable explicative principale.

- Les modèles proposés ont été ajustés, testés avec succès (t -test et le F -test), et ensuite validés en utilisant d'autres résultats publiés. Les t -tests réalisés et les coefficients de détermination (r^2) obtenus ont confirmé que toutes les variables explicatives retenues dans les modèles proposés sont suffisantes pour la prévision des propriétés étudiées et ont un effet significatif sur les variables considérées.
- Les études de validation ont montré, en calculant les erreurs relatives entre les valeurs expérimentales et leurs valeurs théoriques correspondantes, des degrés de précision acceptables fournis par les six modèles proposés.
- En vue de quantifier les effets de la chaux et des autres variables considérées dans les équations empiriques proposées, une étude paramétrique a été élaborée dont les conclusions suivantes peuvent être tirées :
 - Les valeurs théoriques de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité des sols stabilisés à la chaux, montrent des diminutions dans ces propriétés. Ces réductions sont considérables pour le cas de l'indice de plasticité.
 - L'étude paramétrique a montré que la diminution de l'indice de plasticité est plus importante dans le cas des sols basiques (pH élevé), et cela pour des teneurs en chaux relativement faibles ce qui est expliquée par la présence de la chaux libre dans le sol non traité en favorisant l'augmentation du pH.
 - Les valeurs théoriques fournies par les modèles (γ_{dmax}) et (w_{opt}) proposés indiquent que la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente en fonction du dosage en chaux.
 - L'utilisation de la chaux comme stabilisant, augmente considérablement la résistance à la compression non confinée des sols argileux stabilisés.
 - D'après les résultats théoriques fournis par le modèle (R_c) proposé, il est à noter que parmi les différentes variables affectant la résistance des sols argileux stabilisés, le temps de cure qui est d'une importance majeure.
 - Le modèle (PG) prédit que l'addition de la chaux provoque une diminution importante de la pression de gonflement des sols argileux stabilisés. Dans ce cadre, l'évaluation paramétrique a prouvé l'existence d'une forte corrélation entre l'effet de la chaux sur la pression de gonflement et sur l'indice de plasticité

des sols argileux stabilisés. Ce résultat peut être utilisé pour contrôler l'efficacité d'un traitement sans faire beaucoup d'essais fastidieux.

○ **Cas des sols argileux traités à la chaux combinée aux cendres volantes**

- Dans le cadre d'estimer l'effet de la chaux combinée aux cendres volantes sur la limite de liquidité, l'indice de plasticité, la densité sèche maximale, la teneur en eau et la résistance à la compression non confinée, des sols argileux traités, cinq modèles ont été proposés et ajustés.
- Les coefficients de détermination (r^2) élevés fournis par ces modèles ont indiqué que les variations des propriétés de plasticité, de compactage et de gonflement étudiés peuvent être expliquées en utilisant uniquement les teneurs en chaux et en cendres volantes comme variables explicatives. Pour la résistance à la compression simple, les résultats obtenus ont montré qu'en plus les teneurs des deux ajouts combinés, la variation de cette propriété peut être expliquée en retenant la durée de cure comme variable explicative supplémentaire.
- Les F -tests réalisés pour les différents modèles ont montré que ces derniers sont globalement significatifs. D'autre part, les t -tests ont montré que les variables indépendantes retenues dans ces modèles influencent les propriétés étudiées.
- À la lumière des résultats théoriques obtenus à partir d'une étude paramétrique, les conclusions suivantes peuvent être dégagées :
 - Pour les propriétés de plasticité, l'étude a montré que l'ajout de la combinaison chaux/cendres volantes aux sols argileux améliore leur ouvrabilité en raison de la réduction significative de l'indice de plasticité des sols argileux stabilisés. En plus, la réduction de l'indice de plasticité est plus importante en présence de la chaux qu'en présence des cendres volantes. Ces conclusions peuvent être tirées en comparant les paramètres empiriques qui correspondent aux deux ajouts dans le modèle.
 - L'effet des cendres volantes sur la limite de liquidité est négligeable devant celui de la chaux. Ce résultat peut expliquer la p -value élevée qui correspond aux cendres volantes, donnée par le t -test.
 - Pour les caractéristiques de compactage, les résultats théoriques obtenus ont montré des tendances similaires à celles constatées en utilisant les deux ajouts tous seuls.

- La résistance à la compression des sols argileux stabilisés à la chaux seule ou combinée aux cendres volantes était aussi évaluée dont le modèle proposé prédit des valeurs accrues de résistance.

Perspectives et recommandations

- Il est souhaitable d'utiliser les modèles développés pour orienter la sélection appropriée entre les différents types de stabilisants à utiliser pour éviter la nécessité d'essais expérimentaux pour chaque nouvelle situation de construction
- Il est recommandé d'adopter les modèles proposés comme des outils fiables pour guider les choix des quantités des stabilisants à utiliser.
- Amélioration des pouvoirs explicatifs des modèles développés. Cet objectif peut être atteint en augmentant les domaines de validité des modèles proposés et en retenant d'autres variables explicatives susceptibles d'avoir un effet sur les propriétés étudiées, ou sur d'autres propriétés géotechniques à étudier, telles que la granulométrie du sol et de l'additif, la capacité d'échange cationique, les surfaces spécifiques de l'ajout et du sol, les teneurs des composants actifs dans l'additif utilisé (tel que la teneur en chaux libre), etc.
- Il est important de proposer des modèles empiriques, pour évaluer d'autres catégories de stabilisants telles que les fibres, les géo-polymères, etc.
- Exploiter les connaissances acquises de ce genre d'étude, pour développer des modèles prédictifs des propriétés des sols, stabilisés et non stabilisés, qui doivent tenir compte des spécificités des sols locaux, dans le cadre de proposer des approches d'estimation préliminaire des propriétés à étudier.
- Développer des logiciels de calcul, en introduisant les modèles ainsi développés, pour faciliter leurs utilisations.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abass, I. K., 2013. Lime Stabilization of Expansive. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 17 (1), 219-232.
- Abbawi, Z. W. S., 2013. Geotechnical Properties of Expansive Soil Treated With Silica Fume. *Engineering and Technology Journal*, 31 (17 Part (A) Engineering), 3358-3370.
- Abd El-Aziz, M. A., and Abo-Hashema, M. A., 2013. Measured effects on engineering properties of clayey subgrade using lime-Homra stabiliser. *International Journal of Pavement Engineering*, 14 (4), 321-332.
- Abd El-Latif, M. Y. A., 2008. *Swelling Performance of some Expansive Soil Treatment Techniques*. Master of Science, Ain Shams University.
- Abdi, M. R., 2011. Effects of basic Oxygen steel slag (BOS) on strength and durability of kaolinite. *International Journal of Civil Engineering*, 9 (2), 81-89
- Abduljawad, S. N., 1991. Characteristics and chemical treatment of expansive clay in Al-Qatif, Saudi Arabia. *Engineering Geology*, 31 (2), 143-158.
- Achampong, F., Usmen, M., and Kagawa, T., 1997. Evaluation of resilient modulus for lime- and cement-stabilized synthetic cohesive soils. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1589, 70-75.
- Adamiec, P., Benezet, J. C., and Benhassaine, A., 2011. Relation entre une cendre volante silico-alumineuse et son charbon. *poudres & grains* 15 (3), 35-46.
- Adu-Gyamfi, K., 2006. *A Generalized theory for fly ash modified soils*. Ph.D thesis. Ohio University.
- Afès, M., and G. Didier., 2000. Stabilization of Expansive Soils: The Case of Clay in the Area of Mila (Algeria). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 59 (1), 75-83.
- Agarwal, A., Muley, P., and Jain, P. K., 2016. An Experimental and Analytical Study on California Bearing Ratio of Lime Stabilized Black Cotton Soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21 (20), 6583-6599.
- Akbulut, S., and Arasan, S., 2010. The variations of cation exchange capacity, pH, and zeta potential in expansive soils treated by additives. *International journal of civil and structural engineering*, 1 (2), 139-154.
- Akinmusuru, J. O., 1991. Potential beneficial uses of steel slag wastes for civil engineering purposes. *Resources, Conservation and Recycling*, 5 (1), 73-80.
- Akinwumi, I. I., Booth, C., Diwa, D., and Mills, P., 2016. Cement stabilisation of crude-oil-contaminated soil. *Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering*, 169 (4), 336-345.

- Akpokodje, E. G., 1985. The stabilization of some arid zone soils with cement and lime. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 18 (2), 173-180.
- Al-Amoudi, O. S. B., Asi, I. M., and El-Naggar, Z. R., 1995. Stabilization of an arid, saline sabkha soil using additives. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 28 (4), 369-379.
- Al-Azzawi, A. A., Daud, K. A., and Sattar, M. A. A., 2012. Effect of Silica Fume Addition on the Behavior of Silty-Clayey Soils. *Journal of Engineering and Sustainable Development*, 16 (1), 92-105.
- Alhassan, M., 2008. Permeability of lateritic soil treated with lime and rice husk ash. *Assumption University Journal of Thailand*, 12 (2), 115-120.
- Al-Khafaji, A. N., 1993. Estimation of soil compaction parameters by means of Atterberg limits. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 26 (4), 359-368.
- Al-Kiki, I. M., Al-Juari, K. A., and Khattab, S. A., 2008. Strength, durability and hydraulic properties of clayey soil stabilized with lime and industrial waste lime. *AL Rafdain Engineering Journal*, 16 (1), 102-116.
- Al-Mhaidib, A. I., and Al-Shamrani, M. A., 1996. Swelling characteristics of lime-treated expansive soils. *Geotechnical engineering*, 27, 37-54.
- Al-Mukhtar, M., Khattab, S., and Alcover, J. F., 2012. Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. *Engineering Geology*, 139, 17-27.
- Al-Ne'aimi, R., and Hussain, H. A., 2011. Some Engineering Characteristics of Lime-Treated Soil of Semeel Region With Emphasis on Compaction Delay. *Al-Rafadain Engineering Journal*, 19 (5), 12-27.
- Al-Rawas, A. A., Hago, A. W., and Al-Sarmi, H., 2005. Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment*, 40 (5), 681-687.
- Al-Sharif, G. A., 2011. Effect of microsilica on the swelling characteristics of expansive soils with and without lime. *Al-Qadisiya Journal for Engineering Sciences*, 4 (2), 134-142.
- Al-Swaidani, A. M., Hamood, I., and Meziab, A., 2018. Thermally Treated Clay as a Stabilizing Agent for Expansive Clayey Soil: Some Engineering Properties. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 40 (3), 220-232.
- Al-Swaidani, A., Hammoud, I., and 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-Taie, A. Y., Disfani, M. M., Evans, R. P., Arulrajah, A., and Horpibulsuk, S. 2015. Determination of Optimum Lime Content for Volcanic Expansive Clays. From fundamentals to applications in geotechnics, 8, 1623-1630, doi:10.3233/978-1-61499-603-3-1623.

Al-Taie, A., Disfani, M., Evans, R., Arulrajah, A., and Horpibulsuk, S., 2016. Impact of curing on behaviour of basaltic expansive clay. *Road Materials and Pavement Design*, 1-22, doi:10.1080/14680629.2016.1267660.

Al-Zoubi, M. S., 2008. Undrained shear strength and swelling characteristics of cement treated soil. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 2 (1), 53-62.

Amadi, A. A., 2010. Pozzolanic influence of fly ash in mobilizing the compressive strength of lateritic soil. *Federal University of Technology-Department of Civil Engineering*, 14 (2), 139-146.

Amadi, A. A., and Okeiyi, A., 2017. Use of quick and hydrated lime in stabilization of lateritic soil: comparative analysis of laboratory data. *International Journal of Geo-Engineering*, 8 (1), 1-13.

Amu, O. O., Fajobi, A. B., and Afekhuai, S. O., 2005. Stabilizing potential of cement and fly ash mixture on expansive clay soil. *Journal of Applied Science*, 5 (9), 1669-1673.

Anagnostopoulos, C. A., and Chatziangelou, M., 2008. Compressive strength of cement stabilized soils. A new statistical model. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 13, 1-10.

Anitha, P., and Benny, M. A., 2014. *A study on mitigating the effect of sulphates in lime stabilised Cochin marine clays. Doctoral dissertation.* Cochin University of Science & Technology.

Ansary, M. A., Noor, M. A., and Islam, M., 2007. Effect of fly ash stabilization on geotechnical properties of Chittagong coastal soil. *Geotechnical Symposium in Roma: Soil stress-strain behavior: Measurement, modeling and analysis*, 443-454.

Ardah, A., Chen, Q., and Abu-Farsakh, M., 2017. Evaluating the performance of very weak subgrade soils treated/stabilized with cementitious materials for sustainable pavements. *Transportation Geotechnics*, 11, 107-119, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.05.002>.

Argu, Y., 2008. *Stabilization of Light Grey and Red Clay Sub grade soil using SA-44/LS-40 Chemical and Lime.* Master of Science, Addis Ababa University.

Arulrajah, A., Kua, T. A., Phetchuay, C., Horpibulsuk, S., Mahghoolpilehrood, F., and Disfani, M.M., 2015. Spent coffee grounds-fly ash geopolymer used as an embankment structural fill material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (5), 04015197. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001496.

Asgarali, K. M., 2015. *Effect of Lime and Fly Ash on Cation Exchange Capacity (CEC) and Unconfined Compressive Strength (UCS) of Soils.* Master of Science, National institute of technology Rourkela.

Asgari, M.R., Dezfuli, A.B., and Bayat, M., 2015. Experimental study on stabilization of a low plasticity clayey soil with cement/lime. *Arabian Journal of Geosciences*, 8 (3), 1439-1452.

ASTM C593-06., 2011. *Standard specification for fly ash and other pozzolans for use with lime for soil stabilization*. West Conshohocken, PA, ASTM - American Society for Testing and Materials.

ASTM C618-17., 2017. *Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete*. West Conshohocken, PA, ASTM - American Society for Testing and Materials.

Aswani, K., 2009. *A comparison of the impacts of tap and saline water on some important engineering properties of virgin and fly ash mixed swelling Soil*. Ph.D thesis, National Institute of Technology, Rourkela.

Ata, A., and Vipulanandan, C., 1998. Cohesive and adhesive properties of silicate grout on grouted-sand behavior. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124, (1), 38-44.

Athanasopoulou, A., 2016. The role of curing period on the engineering characteristics of a cement-stabilized soil. *Romanian Journal of Transport Infrastructure*, 5 (1), 38-52.

Athanasopoulou, A., and Kollaros, G., 2011. Use of additives to improve the engineering properties of swelling soils in Thrace, Northern Greece. *WIT Transactions on Engineering Sciences*, 72, 327-338.

Athanasopoulou, A., and Kollaros, G., 2016. Improvement of soil engineering characteristics using lime and fly ash. *European Scientific Journal*, 12 (10), 132-141.

Babouri, R., 2008. *Stabilization des sols argileux par la chaux : cas du kaolin du gisement de djebel Debagh-Guelma*. Mémoire de Magister, Université Mohamed BOUDIAF de M'sila.

Bagherpour, I., and 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*, 8, 1-10.

Baglari, D., and Dash, S. K., 2013. Improvement of expansive soil by lime and reinforcement. *Indian Geotechnical Conference, Roorkee*, 1-6. https://www.researchgate.net/profile/dipjyoti_baglari/publication/288984741_improvement_of_expansive_soil_by_lime_and_reinforcement/links/5687d27908aebccc4e152d86/improvement-of-expansive-soil-by-lime-and-reinforcement.pdf.

Baldovino, J. A., Moreira, E. B., Izzo, R. L. D. S., and Rose, J. L., 2018. Empirical Relationships with Unconfined Compressive Strength and Split Tensile Strength for the Long Term of a Lime-Treated Silty Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30 (8), 06018008.

- Baldovino, J. A., Moreira, E. B., Teixeira, W., Izzo, R. L., and Rose, J. L., 2017. Effects of lime addition on geotechnical properties of sedimentary soil in Curitiba, Brazil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. doi: 10.1016/j.jrmge.2017.10.001.
- Barbu, B., 2005. *Identification and stabilization of problematic silts*. Doctoral dissertation, University of New Orleans.
- Basma, A. A., and Tuncer, E. R., 1991. Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays. *Transportation research record*, 1295, 52-61.
- Beckham, T.L., and Hopkins, T.C., 1997. *Stabilization of an airport subgrade using hydrated lime and fly ash*. Research Report, Kentucky Transportation Center College of Engineering University of Kentucky, Lexington, KTC-97-20.
- Beeghly, J. H., 2003. *Recent experiences with lime-fly ash stabilization of pavement subgrade soils, base and recycled asphalt*. In: Proceedings of the International Ash Utilization Symposium, University of Kentucky, Lexington, USA, 20-22.
- Behak, L., 2011. Performance of full-scale test section of low-volume road with reinforcing base layer of soil-lime. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2204, 158-164.
- Behak, L., and Núñez, W.P., 2017. Mechanistic behaviour under traffic load of a clayey silt modified with lime. *Road Materials and Pavement Design*, 1-17.
- Bell, F. G., 1996. Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering geology*, 42 (4), 223-237.
- Bell, F.G., 1993. An examination of the use of lime and pulverized fly ash to stabilize clay materials. *Bulletin of Association Engineering Geologists*, 30 (4), 469-479.
- Bera, A. K., 2014. Compaction characteristics of fine grained soil and rice husk ash mixture. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 8 (2), 121-129.
- Bera, A. K., and Kundu, S., 2016. Influence of Fly Ash Content on Compaction Characteristics of Fly Ash Clay Mixture. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 10 (1), 55-66.
- Bessaim, M. M., Bessaim, A., Missoum, H., and Bendani, K., 2018. Effect of quick lime on physicochemical properties of clay soil. In *MATEC Web of Conferences*, 149, doi.org/10.1051 / mateconf/201814902065.
- Bharadwaj, S., and Trivedi, M. K., 2016. Impact of Micro Silica Fume on Engineering Properties of Expansive Soil. *International Journal of Science Technology & Engineering*, 2 (12), 435-440.
- Bhattacharja, S., and Bhattya, J., 2003. Comparative performance of portland cement and lime stabilization of moderate to high plasticity clay soils. *Portland Cement Association, PCA R&D Serial N°*. 2435.

- Bhattacharya, P. G., and Pandey, B. B., 1986. Flexural fatigue strength of lime-laterite soil mixtures. *Transportation Research Record*, 1089, 86-92.
- Bhuvaneshwari, S., Robinson, R. G., and Gandhi, S. R., 2014. Behaviour of lime treated cured expansive soil composites. *Indian Geotechnical Journal*, 44 (3), 278-293.
- Binal, A., 2009. Prediction of mechanical properties of non-welded and moderately welded ignimbrite using physical properties, ultrasonic pulse velocity, and point load index tests. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 42 (1), 107-122.
- Binal, A., 2016. The effects of high alkaline fly ash on strength behaviour of a cohesive soil. *Advances in materials science and engineering*, doi: 10.1155/2016/3048716.
- Binal, A., Bas, B., and Karamut, O.R., 2016. Improvement of the strength of Ankara clay with self-cementing high alkaline fly ash. *Procedia Engineering*, 161, 374-379.
- Bin-Shafique, S., Rahman, K., Yaykiran, M., and Azfar, I., 2010. The long-term performance of two fly ash stabilized fine-grained soil subbases. *Resources Conservation and Recycling*, 54 (10), 666-672.
- Biswajit, B., and Borthakur, N., 2015. *Impact of cyclic wetting-drying cycle on swelling behavior of lime and fly ash stabilized expansive soil*. 50th Indian geotechnical conference, https://gndec.ac.in/~igs/ldh/files/igc%202015%20pune/THEME%202%20CHALLENGES%20IN%20EXPANSIVE%20SOILS/IGC-2015_submission_84.pdf.
- Blotz, L. R., Benson, C. H., and Boutwell, G. P., 1998. Estimating optimum water content and maximum dry unit weight for compacted clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (9), 907-912.
- Bose, B., 2012. Effect of curing period and temperature on characteristics of stabilized expansive soil. *International Journal of Emerging Trends in Engineering and Development*, 4 (2), 704-713.
- Bourokba Mrabent, S. A., Hachichi, A., Souli, H., Taibi, S., and Fleureau, J. M., 2017. Effect of lime on some physical parameters of a natural expansive clay from Algeria. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 21 (1), 108-125.
- Bozbey, I., and Garaisayev, S., 2010. Effects of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay. *Environmental Earth Sciences*, 60 (6), 1137-1151.
- Broms, B., and Boman, P., 1979. Lime columns-a new foundation method. *Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 14543, 105, 539-556.
- Budi, G.S., Cristanto, A., and Setiawan, E., 2004. Pengaruh fly ash terhadap sifat pengembangan tanah ekspansif. *Civil Engineering Dimension*, 5 (1), 20-24.
- Bugge, W. A., and Bartelsmeyer, R. R., 1961. Soil stabilization with Portland cement. *Highway Research Record*, 292, 1-15.

- Butalia, T.S., Wolfe, W.E., Walker, H., Tu, W., and Zand, B., 2006. *Full scale testing of coal combustion product (CCP) pavement sections subjected to repeated wheel loads*. Final report, The Ohio State University, DOE Award Number: DE-FC26-08FT40028.
- Buwa, V., and Wayal, A.S., 2016. Use of fly ash and lime for stabilization of soft soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21 (18), 6235-6246.
- Cai, Y., Shi, B., Ng, C. W., and Tang, C. S., 2006. Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil. *Engineering geology*, 87 (3-4), 230-240.
- Calik1a, U., and Sadoglu, E., 2014. Engineering properties of expansive clayey soil stabilized with lime and perlite. *Geomechanics and Engineering*, 6 (4), 403-418, DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/gae.2014.6.4.403>.
- Castelló, J. D. B., 2015. *El tratamiento de los suelos arcillosos con cal: Comportamiento mecánico y evolución a largo plazo ante cambios de humedad*. Doctoral dissertation, Universidad de Sevilla.
- Cerato, A. B., Miller, G. A., Snethen, D. S., and Hussey, N., 2011. *Validation and Refinement of Chemical Stabilization Procedures for Pavement Subgrade Soils in Oklahoma-Volume I*. Project report, University of Oklahoma, FHWA-OK-11-02.
- Cheng, Y., Wang, S., Li, J., Huang, X., Li, C., and Wu, J., 2018. Engineering and mineralogical properties of stabilized expansive soil compositing lime and natural pozzolans. *Construction and Building Materials*, 187, 1031-1038.
- Cheshomi, A., Eshaghi, A., and Hassanpour, J., 2017. Effect of lime and fly ash on swelling percentage and Atterberg limits of sulfate-bearing clay. *Applied Clay Science*, 135, 190-198.
- Cokca, E., Yazici, V., and Ozaydin, V., 2009. Stabilization of expansive clays using granulated blast furnace slag (GBFS) and GBFS-cement. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27 (4), 489-499.
- Conaway, M. H., 1983. Chemical Stabilization of Subgrade Soil for the Strategic Expeditionary Landing Field. *Georgia Inst Of Tech Atlanta School Of Civil Engineering*, <http://www.dtic.mil/dtic/tr/fulltext/u2/a132876.pdf>.
- Consoli, N. C., da Silva Lopes Jr, L., and Heineck, K. S., 2009. Key parameters for the strength control of lime stabilized soils. *Journal of materials in Civil Engineering*, 21 (5), 210-216.
- Consoli, N. C., Dalla Rosa Johann, A., Gauer, E. A., Dos Santos, V. R., Moretto, R. L., and Corte, M. B., 2012. Key parameters for tensile and compressive strength of silt-lime mixtures. *Géotechnique Letters*, 2 (3), 81-85.
- Consoli, N. C., Rosa, A. D., and Saldanha, R. B., 2010. Variables governing strength of compacted soil-fly ash-lime mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23 (4), 432-440.

- Consoli, N. C., Samaniego, R. A. Q., and Villalba, N. M. K., 2016. Durability, strength, and stiffness of dispersive clay-lime blends. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (11), 04016124. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001632
- Dahale, P. P., Nagarnaik, P. B., and Gajbhiye, A. Y. 2017. Engineering Behavior of Remolded Expansive Soil with Lime and Fly ash. *Materials Today: Proceedings*, 4 (9), 10581-10585.
- Damoerin, D., Hadiwardoyo, S.P., and Minaroy, T.I., 2016. Characteristics of lime - stabilized Depok residual soil. *ARPJN Journal of Engineering and Applied Sciences*, 11 (1), 554-558. http://www.arpnjournals.org/jeas/research_papers/rp_2016/jeas_0116_3372.pdf
- Danyluk, L. S., 1986. *Stabilization of Fine-Grained Soil for Road and Airfield Construction*. Special Report, US Army Corps of Engineers, AD-A172 600.
- Dash, S. K., and Hussain, M., 2011. Lime stabilization of soils: reappraisal. *Journal of materials in civil engineering*, 24 (6), 707-714.
- David, F., 2007. *Essentials of Soil Mechanics and Foundations Basic Geotechnics*. Pearson Education. Upper Saddle River.
- Davidson, D. T., and Gardiner, W. F., 1949. Calculation of Standard Proctor Density and Optimum Moisture Content from Mechanical Analysis, Shrinkage Factors, and Plasticity Index. *Highway Research Board Proceedings*, 29, 447-481.
- Davis, J.C., 2002. *Statistics and Data Analysis in Geology*, Wiley, New York.
- Dayalan, J., 2016. Comparative Study On Stabilization of Soil With Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS) and Fly Ash. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 3 (5), 2198- 2204.
- Dayioglu, M., Cetin, B., and Nam, S., 2017. Stabilization of expansive Belle Fourche shale clay with different chemical additives. *Applied Clay Science*, 146, 56-69.
- de Brito Galvão, T. C., Elsharief, A., and Simões, G. F. 2004. Effects of lime on permeability and compressibility of two tropical residual soils. *Journal of environmental engineering*, 130 (8), 881-885.
- Degirmenci, N., 2008. The using of waste phosphogypsum and natural gypsum in adobe stabilization. *Construction and Building Materials*, 22 (6), 1220-1224.
- Degirmenci, N., Okucu, A., and Turabi, A., 2007. Application of phosphogypsum in soil stabilization. *Building and Environment*, 42 (9), 3393-3398.
- Dhouib, A., Magnan, J. P., and Guilloux, A., 2004. *Procédés d'amélioration des sols: Historique, methods de reconaissance, applications et donnés économique*. In : Symposium International ASEP-GI, 2, 577-598.

- Di Matteo, L., Bigotti, F., and Ricco, R., 2009. Best-fit models to estimate modified proctor properties of compacted soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135 (7), 992-996.
- Dissanayake, T.B.C.H., Senanayake, S.M.C.U., and Nasvi, M.C.M., 2017. Comparison of the Stabilization Behavior of Fly Ash and Bottom Ash Treated Expansive Soil, Engineer. *Journal of the Institution of Engineers, Sri Lanka*, 50 (1), 11-19.
- Doković, K., Rakić, D., and Ljubojev, M., 2013. Estimation of soil compaction parameters based on the Atterberg limits. *Mining and Metallurgy Engineering Bor*, (4), 1-16.
- Dungca, J. R., and Jao, J. A. L., 2017. Strength and permeability characteristics of road base materials blended with fly ash and bottom ash. *International Journal of GEOMATE*, 12 (31), 9-15.
- Dunlap, W. A., Epps, J. A., Biswass, B. R., and Gallaway, B. M., 1975. *United States Air Force Soil Stabilization Index System-A Validation*. Final Report, Texas A & M University College Station, N° AFWL-TR-73-150
- Dutta, T.T., and Saride, S., 2016. *Dynamic properties of moderately expansive soil stabilized with class C fly ash*. Geo-Chicago Symposium , 949-958, doi: 10.1061/9780784480144.094.
- Eades, J. L., and Grim, R. E., 1966. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway research record*, 139, 61-72.
- El Shinawi, A., 2017. Instability improvement of the subgrade soils by lime addition at Borg El-Arab, Alexandria, Egypt. *Journal of African Earth Sciences*, 130, 195-201.
- Elert, K., Nieto, F., and Azañón, J. M., 2017. Effects of lime treatments on marls. *Applied Clay Science*, 135, 611-619.
- Elkady, T. Y., 2015. The effect of curing conditions on the unconfined compression strength of lime-treated expansive soils. *Road Materials and Pavement Design*, 17 (1), 52-69.
- Elsharief, A. M., and Mohamed, S. A., 2000. Technical and economical viability of lime stabilization of expansive soils for road construction in Sudan. *Sudan Engineering Society Journal*, 47 (38), 5-16.
- Eqyaabal, M.Z., and Ambica, A., 2015. Construction of a road in the black cotton soil using fly ash. *Indian Journal of Science and Technology*, 8 (32), 1-5.
- Eskioglou, P., and Oikonomou, N., 2008. Protection of environment by the use of fly ash in road construction. *Global NEST Journal*, 10 (1), 108-113.
- Estabragh, A. R., Beytolahpour, I., and Javadi, A. A., 2010. Effect of resin on the strength of soil-cement mixture. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23 (7), 969-976.
- Estabragh, A. R., Khatibi, M., and Javadi, A. A., 2015. Effect of cement on treatment of a clay soil contaminated with glycerol. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (4), 04015157, 1-10.

- Estabragh, A. R., Pereshkafti, M. R. S., Parsaei, B., and Javadi, A. A., 2013. Stabilised expansive soil behaviour during wetting and drying. *International Journal of Pavement Engineering*, 14 (4), 418-427.
- Estabragh, A. R., Rafatjo, H., and Javadi, A. A., 2014. Treatment of an expansive soil by mechanical and chemical techniques. *Geosynthetics International*, 21, (3), 233-243.
- Etim, R. K., Eberemu, A. O., and Osinubi, K. J., 2017. Stabilization of black cotton soil with lime and iron ore tailings admixture. *Transportation Geotechnics*, 10, 85-95
- Farouk, A., and Shahien, M. M., 2013. Ground improvement using soil-cement columns: Experimental investigation. *Alexandria Engineering Journal*, 52 (4), 733-740.
- Fattah, M. Y., Al-Saidi, A. A., and Jaber, M. M., 2015. Characteristics of clays stabilized with lime-silica fume mix. *Italian Journal of Geosciences*, 134 (1), 104-113.
- Fattah, M. Y., Al-Saidi, A. A., and Jaber, M. M., 2014. Consolidation Properties of Compacted Soft Soil Stabilized with Lime-Silica Fume Mix. *International Journal of Scientific and Engineering Research*, 5 (7), 1675-1682.
- Firoozfar, A., and Khosroshiri, N., 2017. Kerman Clay Improvement by Lime and Bentonite to Be Used as Materials of Landfill Liner. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35 (2), 559-571.
- Florez-Gongora, C.H., Caicedo-Osorio, Z.K., Zárate-Caballero, R., and Contreras-Ortíz, B.A., 2016. Estabilización química de suelos expansivos de San José de Cúcuta (Colombia) usando cenizas volantes. *Respuestas*, 13 (2), 19-31.
- Fredlund, D.G., and Xing, A., 1994. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31 (4), 521-532.
- Frempong, E. M., 1995. A comparative assessment of sand and lime stabilization of residual micaceous compressible soils for road construction. *Geotechnical and Geological Engineering*, 13 (4), 181-198.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2016a. Effects of Na₂SO₄ on the geotechnical properties of clayey soils stabilised with mineral additives. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 11 (5), 500-512.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2016b. Assessment of sulphates effect on the classification of soil-lime-natural pozzolana mixtures based on the Unified Soil Classification System (USCS). *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-9, doi:10.1080/19386362.2016.1275429.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017a. Effect of calcium sulphate on the geotechnical properties of stabilized clayey soils. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 61 (2), 256-272.

- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017b. A comparison study between $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ and Na_2SO_4 effects on geotechnical properties of clayey soils stabilised with mineral additives to recommend adequate mixtures as materials for road pavements. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-22, doi: 10.1080/19386362.2017.1320850.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017c. Effect of sodium sulphate on the shear strength of clayey soils stabilised with additives. *Arabian Journal of Geosciences*, 10 (10), 218-235, doi: 10.1007/s12517-017-3016-y.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017c. Effect of sodium sulphate on the shear strength of clayey soils stabilised with additives. *Arabian Journal of Geosciences*, doi: 10.1007/s12517-017-3016-y.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017d. Assessment of sulphates effect on pH and pozzolanic reactions of soil-lime-natural pozzolana mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*, 1-14, doi: 10.1080/10298436.2017.1337119.
- Gallage, C., Cochrane, M., and Ramanujam, J., 2012. *Effects of lime content and amelioration period in double lime application on the strength of lime treated expansive sub-grade soils*. In Proceedings of the 2nd International Conference on Transportation Geotechniques, Taylor and Francis Group, Hokkaido University, Sapporo, Japan, 99-104.
- Galloway, B. M., and Buchanan, S. J., 1951. Lime stabilization of clay soil. *Texas Engineering Experiment Station. Bulletin N°*. 124.
- Garzón, E., Cano, M., OKelly, B. C., and Sánchez-Soto, P. J., 2016. Effect of lime on stabilization of phyllite clays. *Applied Clay Science*, 123, 329-334.
- Gay, G., and Schad, H., 2000. Influence of cement and lime additives on the compaction properties and shear parameters of fine grained soils. *Otto-Graf-Journal*, 11, 19-32.
- George, S.Z., Ponniah, D.A. and Little, J.A., 1992. Effect of temperature on lime-soil stabilization. *Construction and Building Materials*, 6 (4), 247-252.
- Ghanbari, E., Mashinchi, A. A., and Allameh, M. 2014. Experimental Evaluation and Stabilization of Regional Kaolinite Clay and Mineral Soil by Use of Lime and Cement. *Journal of Geological Resource and Engineering*, 4, 229-232.
- Ghobadi, M. H., Abdilor, Y., and Babazadeh, R. 2014. Stabilization of clay soils using lime and effect of pH variations on shear strength parameters. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73 (2), 611-619.
- Ghrici, M., Kenai, S., and Said-Mansour, M., 2007. Mechanical properties and durability of mortar and concrete containing natural pozzolana and limestone blended cements. *Cement and Concrete Composites*, 29 (7), 542-549.

Gohel, D.R., Jayaswal, S.P., and Masne, N.S., 2016. Stabilization of Black cotton soil by using Fly ash and Lime. *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research*, 3 (4), 229-241.

Goodarzi, A. R., Goodarzi, S. H., and Akbari, H. R., 2015. Assessing geo-mechanical and micro-structural performance of modified expansive clayey soil by silica fume as industrial waste. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 39 (C2), 333-350.

Goswami, R. K., and Singh, B., 2005. Influence of fly ash and lime on plasticity characteristics of residual lateritic soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 9 (4), 175-182.

Guamán Iler, I. I., 2016. *Estudio del comportamiento de un suelo arcilloso estabilizado por dos métodos químicos (cal y cloruro de sodio)*, Master of Science, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.

Günaydın, O., 2009. Estimation of soil compaction parameters by using statistical analyses and artificial neural networks. *Environmental Geology*, 57 (1), 203-215.

Guney, Y., Sari, D., Cetin, M., and Tuncan, M., 2007. Impact of cyclic wetting-drying on swelling behavior of lime-stabilized soil. *Building and Environment*, 42 (2), 681-688.

Gupta, C., and Sharma, R. K., 2014. Influence of micro silica fume on sub grade characteristics of expansive soil. *International Journal of Civil Engineering Research*, 5 (1), 77-82.

Gurtug, Y., and Sridharan, A., 2002. Prediction of compaction characteristics of fine-grained soils. *Geotechnique-London*, 52 (10), 761-763.

Gurtug, Y., and sridharan, A., 2015. *Prediction of Compaction Behaviour of Soils at Different Energy Levels*. In: All In One Conferences, Sharjah/Dubai, 47-52, <https://s3.amazonaws.com/academia.edu/documents/38939626/AIOC15>

Hakan, G.N., 2010. Influence of Afsin-Elbistan highly limy fly ash on engineering behavior of a cohesive soil. *Scientific Research and Essays*, 5 (11), 1307-1316.

Hakari, U.D., 2010. *Geotechnical characteristics of Hubli-Dharwar black cotton soils mixed with fly ash: an experimental evaluation*. Indian Geotechnical Conference-2010, GEO trendz, IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay, 441-444.

Hakari, U.D., and Puranik, S.C., 2012. Stabilisation of black cotton soils using fly ash, Hubballi-Dharwad municipal corporation area, Karnataka, India. *Global Journal of Research in Engineering*, 12 (2), 20-29.

Haratian, M., and Khalkhali, A. B., 2018. Evaluation of δ -Lnp'Curves for the Stabilization of Saline Clayey Soils. *Civil Engineering Journal*, 4 (10), 2411-2424.

Hardaha, R.P., Agrawal, M.L., and Agrawal, A., 2015. Study about Swelling Behaviour of Black Cotton Soil with Fly Ash. *International Journal of Science and Research*, 4 (12), 1514-1517, <https://www.ijsr.net/archive/v4i12/NOV152323.pdf>.

- Harichane, K., Ghrici, M., and Kenai, S., 2011. Effect of curing period on shear strength of cohesive soils stabilized with combination of lime and natural pozzolana. *International Journal of Civil Engineering*, 9 (2), 90-96.
- Harichane, K., Ghrici, M., and 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., and Kenai, S., 2017. Stabilization of Algerian Clayey Soils with Natural Pozzolana and Lime. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, doi: 10.3311/PPci.9229.
- Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., and 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., and Missoum, H., 2010. Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the durability of clayey soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15, 1194-1210.
- Harish, G. R., 2017. Studies on Stabilization of Black Cotton Soil Using Lime. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 4 (6), 1725-1727.
- Harty, J. R., and Thompson, M. R., 1973. Lime reactivity of tropical and subtropical soils. *Highway Research Record*, 442, 102-112.
- Hasan, H., Khabbaz, H., and Fatahi, B., 2016. *Impact of quicklime and fly ash on the geotechnical properties of expansive clay*. In: Geo-China 2016 Symposium , 93-100.
- Hensley, T.T., Jensen, W.G., and Berryman, C.W., 2007. *Pozzolan stabilized subgrades. Nebraska Department of Roads Research Project SPR-1 (06) 578*. Construction Management Program, University of Nebraska.
- Hopkins, T. C., and Allen, D. L., 1986. *Lime Stabilization of Pavement Subgrade Soils of Section AA-19 of the Alexandria-Ashland Highway*. Research Report, Kentucky Transportation Research Program, UKTRP-86-24.
- Horpibulsuk, S., Rachan, R., and Suddeepong, A., 2011. Assessment of strength development in blended cement admixed Bangkok clay. *Construction and Building Materials*, 25 (4), 1521-1531.
- Hossain, K. M. A., 2010. Development of stabilised soils for construction applications. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 163 (3), 173-185.
- Hossain, K.M.A., Lachemi, M., and Easa, S., 2007. Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua New Guinea. *Resources, Conservation and Recycling*, 51 (4), 711-731.

Hoyos, L.R., Laikram, A., and Puppala, A., 2006. Behavior of chemically stabilized sulfate-rich expansive clay under quick-aging environment. *Ground Modification and Seismic Mitigation*, 89-96, doi: 10.1061/40864(196)13.

Huang, Y., and Lin, Z., 2010. Investigation on phosphogypsum-steel slag-granulated blast-furnace slag-limestone cement. *Construction and Building Materials*, 24 (7), 1296-1301.

Hudyma, N., and Avar, B. B., 2006. Changes in swell behavior of expansive clay soils from dilution with sand. *Environmental and Engineering Geoscience*, 12 (2), 137-145.

Hussain, A. H. A. R., 2016. *Prediction of compaction characteristics of over-consolidated soils*. Doctoral dissertation, Near East University, <http://docs.neu.edu.tr/library/6416131642.pdf>.

Hussain, M., and Dash, S. K., 2015. The influence of lime on the compaction behaviour of soils. *Environmental Geotechnics*, 1-7.

Hussey, N.L., Cerato, A.B., Grasmick, J.G., Holderby, E.S., Miller, G.A., and Tabet, W., 2010. *An assessment of soil parameters governing soil strength increases with chemical additives*. In: GeoFlorida 2010 Symposium: Advances in Analysis, Modeling and Design, 2702-2711, doi: 10.1061/41095(365)274.

Ibrahim, S. F., 2013. Evaluation of Geotechnical Properties and Liquefaction Behavior of Cohesive Subgrade Soil Stabilized with Fly Ash, Gypsum and Lime. *Multiphysical Testing of Soils and Shales*, 323-329, Springer, Berlin, Heidelberg.

Indiramma, P., and Sudharani, C.H., 2017. *Scanning electron microscope analysis of fly ash, quarry dust stabilized soil*. In: International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology", Egypt, 284-296, doi: 10.1007/978-3-319-61902-6_22.

Indrani Parimala, B., Ganesh, B., Chitra, R., and Shahidnoor, S., 2017. Stabilization of expansive soil using fly ash and lime. *International Journal of Current Engineering and Scientific Research (IJCESR)*, 4 (2), 5-10.

Indraratna, B., 1996. Utilization of lime, slag and fly ash for improvement of a colluvial soil in New South Wales, Australia. *Geotechnical and Geological Engineering*, 14 (3), 169-191.

Islam, M. R., Siddiqua, S., and Assaduzzaman, M., 2015. *Developed strength and engineering properties of stabilized organic soil using chemical admixture: A linear regression model*. Géo Québec symposium 2015.

Ismaiel, H. A. H., 2006. *Treatment and improvement of the geotechnical properties of different soft fine-grained soils using chemical stabilization*. Doctoral dissertations. <https://www.deutsche-digitale-bibliothek.de/binary/EQOCUMZR7IWLUEWMNHNXY2UUCRYKSCNZ/full/1.pdf>

Ismaiel, H. A., and Badry, M. M., 2013. Lime chemical stabilization of expansive deposits exposed at El-Kawther Quarter, Sohag Region, Egypt. *Geosciences*, 3 (3), 89-98.

Ismail, A. I. M., and Belal, Z. L., 2014 Influence of Slag on the improvement of engineering properties of different soils, Nile Delta, Egypt. *Nature and Science*, 12 (3), 73-78.

Ismeik, M., and Shaqour, F., 2018. Effectiveness of lime in stabilising subgrade soils subjected to freeze-thaw cycles. *Road Materials and Pavement Design*, 1-19, doi.org/10.1080/14680629 .2018.1479289.

Jafer, H. M., 2013. Stabilization of soft soil subgrade layers by using lime-micro silica fume mixture. *Euphrates Journal of Agriculture Science*, 5 (1), 44-53.

Jafer, H.M., Hashim, K.S., Atherton, W., and Alattabi, A.W., 2016. A statistical model for the geotechnical parameters of cement-stabilised High town's soft soil: a case study of Liverpool, UK, World Academy of Science, Engineering and Technology. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 10 (7), 916-921.

Jahandari, S., Saberian, M., Zivari, F., Li, J., Ghasemi, M., and Vali, R., 2017. Experimental study of the effects of curing time on geotechnical properties of stabilized clay with lime and geogrid. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-12.

James, J., and Pandian, P. K., 2016. Plasticity, swell-shrink, and microstructure of phosphogypsum admixed lime stabilized expansive soil. *Advances in Civil Engineering*, 2016, 1-10, doi.org/10.1155/2016/9798456.

James, J., and Pandian, P. K., 2018. Strength and microstructure of micro ceramic dust admixed lime stabilized soil. *Journal of Construction*, 17 (1), 5-22.

James, J., and Pandian, P. K., 2016. Role of Phosphogypsum and Ceramic Dust in Amending the Early Strength Development of a Lime Stabilized Expansive Soil. *International Journal of Sustainable Construction Engineering and Technology*, 7 (2), 38-49.

James, J., Lakshmi, S. V., and Pandian, P. K., 2014. Strength and index properties of phosphogypsum stabilized expansive soil. *Int. J. Appl. Environ. Sci*, 9 (5), 2721-2731.

Jaritngam, S., Yandell, W. O., and Taneerananon, P., 2013. Development of Strength Model of Lateritic Soil-Cement. *Engineering Journal*, 17 (1), 69-78.

Jha, A. K., and Sivapullaiah, P. V., 2017. Physical and strength development in lime treated gypseous soil with fly ash—Micro-analyses. *Applied Clay Science*, 145, 17-27.

Jha, A. K., and Sivapullaiah, P. V., 2015. Mechanism of improvement in the strength and volume change behavior of lime stabilized soil. *Engineering Geology*, 198, 53-64.

Ji-ru, Z., and Xing, C., 2002. Stabilization of expansive soil by lime and fly ash, Journal of Wuhan University of Technology. *Materials Science Edition*, 17 (4), 73-77.

Jumikis, A. R.1946. Geology and Soils of the Newark (N.J.) Metropolitan Area. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, SM2.

Jyothirmayi, K.H., Gnanananda, T., and Suresh, K., 2015. Prediction of compaction characteristics of soil using plastic limit. *International journal of Research in Engineering and Technology (IJSRET)*, 4 (6), 253-256.

- Kalipcilar, I., Mardani-Aghabaglou, A., Sezer, A., Altun, S., and Sezer, G. I., 2016. Sustainability of cement-stabilised clay: sulfate resistance. *In Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Engineering Sustainability*, Thomas Telford Ltd, 1-21, <http://dx.doi.org/10.1680/jensu.16.00005>.
- Kalkan, E., 2009. Effects of silica fume on the geotechnical properties of fine-grained soils exposed to freeze and thaw. *Cold Regions Science and Technology*, 58 (3), 130-135.
- Kalkan, E., 2009. Influence of silica fume on the desiccation cracks of compacted clayey soils. *Applied Clay Science*, 43 (3-4), 296-302.
- Kalkan, E., 2013. Preparation of scrap tire rubber fiber-silica fume mixtures for modification of clayey soils. *Applied Clay Science*, 80, 117-125.
- Kalkan, E., and Akbulut, S., 2004. The positive effects of silica fume on the permeability, swelling pressure and compressive strength of natural clay liners. *Engineering Geology*, 73 (1-2), 145-156, doi:10.1016/j.enggeo.2004.01.001.
- Kalyanshetti, M.G., and Thalange, S.B., 2013. Effect of fly ash on the properties of expansive soil. *International Journal of Scientific and Engineering Research*, 4 (5), 37-40.
- Kamarudin, F., 2005. *Estimation of Soil Compaction Parameters Based on Atterberg Limits*. Doctoral dissertation, Universiti Teknologi Malaysia, <http://eprints.utm.my/id/eprint/4785/1/FaizahKamarudinMFKA2005.pdf>.
- Kamel, G. M., Idriss, G., and Benchaa, B., 2013. Effet de chaux, ciment et sel sur le potentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en Algérie. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17(5), 315-328.
- Kang, X., 2015. *Mechanical characteristics of organically modified fly ash-kaolinite mixtures*. Ph.D thesis, Missouri University of science and technology, 2449, http://scholarsmine.mst.edu/doctoral_dissertations/2449.
- Kang, X., Kang, G. C., Chang, K. T., and Ge, L., 2014. Chemically stabilized soft clays for road-base construction. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27 (7), 04014199,1-9.
- Kaniraj, S. R., and Havanagi, V. G., 1999. Compressive strength of cement stabilized fly ash-soil mixtures. *Cement and Concrete Research*, 29(5), 673-677.
- Kasim, F., and Lah, W. R. W. A., 2008. Compaction parameters' estimation for ground improvement. *Improvement and Stabilization*. Penerbit University Technology Press. Johor, 1-26.
- Kate, J.M., 2005. Strength and volume change behavior of expansive soils treated with fly ash. *Innovations in Grouting and Soil Improvement*, 1-15, doi: 10.1061/40783(162)19.
- Kavak, A., and Akyarli, A., 2007. A field application for lime stabilization. *Environmental geology*, 51(6), 987-997.
- Kavak, A., and Bilgen, G., 2016. Reuse of ground granulated blast furnace slag (ggbs) in lime stabilized embankment materials. *International Journal of Engineering and Technology*, 8 (1), 11-14.

- Kavak, A., Baykal, G., 2012. Long-term behavior of lime-stabilized kaolinite clay. *Environmental earth sciences*, 66 (7), 1943-1955, doi: 10.1007/s12665-011-1419-8.
- Kazemikhosrowshahi, S., 2014. *Stabilization of expansive soil using copolymer, homopolymer polypropylene, fly ash and lime*. Master of Science, Istanbul Technical University. <https://polen.itu.edu.tr/bitstream/11527/13950/1/10037029.pdf>.
- Kechouane, Z., and Nechnech, A., 2015. *Characterization of an expansive clay treated with lime: Effect of compaction on the swelling pressure*. American Institute of Physics conference Proceedings, 1653, 020057, doi: 10.1063/1.4914248.
- Keshav, L., and Mangaiarkarasi, V., 2012. Effect of fly ash on an expansive soil for flexible pavement design. *International Journal of Engineering and Innovative Technology (IJEIT)*, 2 (3), 275-281.
- Kett, I. J., Ingham, J., and Evans, J., 2010. Identifying an effective binder for the stabilisation of allophanic soils. *International Journal of Pavement Engineering*, 11(3), 223-236.
- Khaddaj, S., 1992. *Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres*. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.
- Khalid, N., Mukri, M., Kamarudin, F., Sidek, N., and Arshad, M. F., 2014. *Strength of Soft Soil Stabilized Using Lime-POFA Mixtures*. In InCIEC 2013, Singapore, 501-510.
- Khatab, S. A., Al-Kiki, I. M., and Al-Juari, K. A., 2008. Strength, durability and hydraulic properties of clayey soil stabilized with lime and industrial waste lime. *AL Rafdain Engineering Journal*, 16 (1), 102-116.
- Khatab, S. A. A., and Al-Taie, L. K. I. 2006. *Soil-water characteristic curves (SWCC) for lime treated expansive soil from Mosul City*. In Unsaturated soils 2006, 1671-1682.
- Khatab, S. A., Al-Mukhtar, M., and Fleureau, J. M., 2007. Long-term stability characteristics of a lime-treated plastic soil. *Journal of materials in Civil Engineering*, 19 (4), 358-366.
- Khazaei, J., and Moayedi, H. 2017. Soft expansive soil improvement by eco-friendly waste and quick lime. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 1-10.
- Khemissa, M., and Mahamedi A., 2014. Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay. *Applied Clay Science*, 95, 104-110.
- Khoury, N. N., 2005. *Durability of cementitiously stabilized aggregate bases for pavement application*, Doctoral dissertation, The University Of Oklahoma.
- Khoury, N., Brooks, R., Boeni, S. Y., and Yada, D., 2012. Variation of resilient modulus, strength, and modulus of elasticity of stabilized soils with postcompaction moisture contents. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(2), 160-166.
- Kichou, Z., 2015. *A study on the effects of lime on the mechanical properties and behaviour of London clay*. Doctoral dissertation, London South Bank University.

- Kinuthia, J.M., Wild, S., and Jones, G.I., 1999. Effects of monovalent and divalent metal sulphates on consistency and compaction of lime-stabilised kaolinite. *Applied Clay Science*, 14 (1-3), 27-45.
- Kolay, P.K., and Ramesh, K.C., 2016. 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.
- Kolias, S., Kasselouri-Rigopoulou, V., and Karahalios, A., 2005. Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement. *Cement and Concrete Composites*, 27 (2), 301-313.
- Krishna Reddy, K., 2013. Rutting resistance of pavements on fly ash-lime stabilized expansive subgrade. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 3 (1), 147-152.
- Krishnan, K. D., Deepika, M., Ravichandran, P. T., Sudha, C., and Kottuppillil, A. K., 2016. Study on Behaviour of Soil with Phosphogypsum as Stabiliser. *Indian Journal of Science and Technology*, 9 (23), 1-5, doi: 10.17485/ijst/2016/v9i23/95980.
- Ksim, F., and Lah, W. R. W. A., 2008. Compaction parameters' estimation for ground improvement. *Improvement and Stabilization, Penerbit University Technology Press, Johor*, 1-26.
- Kumar Sharma, A., and Sivapullaiah, P. V., 2012. *Improvement of strength of expansive soil with waste granulated blast furnace slag*. In *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, 3920-3928.
- Kumar, A., Walia, B. S., and Bajaj, A., 2007. Influence of fly ash, lime, and polyester fibers on compaction and strength properties of expansive soil. *Journal of materials in civil engineering*, 19 (3), 242-248.
- Kumar, S. P., 2011. *Cementitious compounds formation using pozzolans and their effect on stabilization of soils of varying engineering properties*. In: *International conference on environment science and engineering IPCBEE, Singapore*, 8, 212-215.
- Kumar, S., Dutta, R. K., and Mohanty, B., 2014. Engineering properties of bentonite stabilized with lime and phosphogypsum. *Slovak Journal of Civil Engineering*, 22 (4), 35-44.
- Kumar, S., Dutta, R. K., and Mohanty, B., 2015. Potential of bentonite-lime-mix modified with phosphogypsum and reinforced with sisal fibres. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 59 (2), 143-154.
- Kumari, P., Sharma, P and Singh, J.P., 2015. Swelling behaviour of expansive soil mixed with lime and fly ash as admixture. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 4 (6), 4364-4372. https://www.ijirset.com/upload/2015/june/112_Swelling_new.pdf.
- Laguros, J. G., 1962. *Effect of chemicals on soil-cement stabilization*. Doctoral dissertation, Iowa State University of Science and Technology.

- Laguros, J. G., 1965. Lime-Stabilized Soil Properties and the Beam Action Hypothesis. *Highway Research Record*, (92).
- Le Borgne, T., 2010. *Effects of potential deleterious chemical compounds on soil stabilization*. PhD thesis, Nancy-Université, French.
- Leite, R., Cardoso, R., Cardoso, C., Cavalcante, E., and de Freitas, O., 2016. *Lime stabilization of expansive soil from Sergipe-Brazil*. In: E3S Web of Conferences, 9 (14005). EDP Sciences. DOI: 10.1051/e3sconf/20160914005
- Leong, E. C., Soemitro, R. A. A., and Rahardjo, H., 2000. Soil improvement by surcharge and vacuum preloadings. *Geotechnique*, 50 (5), 601-605.
- Li, J. W., and Huang, H. W., 2006. *Substitutive Fills for Geocell: Lime-Fly Ash Stabilization of Muddy Soil Due to Argillization of Mudstone*. In: Ground Modification and Seismic Mitigation (GSP 152), Shanghai, China, 245-252.
- Liao, Y. D., Jiang, C. H., and Feng, X. G., 2013. An empirical correlation between unconfined compression strength and curing time for cement-soil. *Applied Mechanics and Materials*, 268,642-645. Trans Tech Publications.
- Lin, B., and Cerato, A.B., 2012. Investigation on soil-water characteristic curves of untreated and stabilized highly clayey expansive soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30 (4), 803-812.
- Lin, D. F., Lin, K. L., and Luo, H. L., 2007. A comparison between sludge ash and fly ash on the improvement in soft soil. *Journal of the Air and Waste Management Association*, 57 (1), 59-64.
- Ling, F. N. L., Kassim, K. A., Karim, A., Tarmizi, A., and Ho, S. C., 2014. Evaluation of contributing factors on strength development of lime stabilized artificial organic soils using statistical design of experiment approach. *Advanced Materials Research*, 905, 362-368.
- Little, D. N., and Nair, S., 2009. *Recommended practice for stabilization of subgrade soils and base materials*. Final Report, National Cooperative Highway Research Program, Project 20-07.
- Little, D. N., Thompson, M. R., Terrell, R. L., Epps, J. A., and Barenberg, E. J., 1987. *Soil stabilization for roadways and airfields*. Final Report, Engineering and Services Laboratory Air Force Engineering & Services Center, Tyndall Air Force Base, AD-A183-382.
- López-Lara, T., Hernández-Zaragoza, J. B., Horta-Rangel, J., Rojas-González, E., López-Ayala, S., and Castaño, V. M., 2017. Expansion reduction of clayey soils through Surcharge application and Lime Treatment. *Case Studies in Construction Materials*, 7, 102-109.
- Lubis, A. S., Muis, Z. A., and Pasaribu, M. I., 2017. *The Estimation of Compaction Parameter Values Based on Soil Properties Values Stabilized with Portland Cement*. In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 180 (1), doi:10.1088/1757-899X/180/1/012139.

- Ma, C., Chen, L., and Chen, B., 2016. Experimental study of effect of fly ash on self-compacting rammed earth construction stabilized with cement-based composites. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (7), 04016022, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001518.
- Ma, C., Xie, Y., and Long, G., 2018. A calculation model for compressive strength of cleaner earth-based construction with a high-efficiency stabilizer and fly ash. *Journal of Cleaner Production*, 183, 292-303.
- Ma, C., Xie, Y., Long, G., Chen, B., and Chen, L., 2017. Effects of fly ash on mechanical and physical properties of earth-based construction. *Construction and Building Materials*, 157, 1074-1083.
- Maafi, N., Akchiche, M., and Sara, R., 2017. *Wetting and Drying Compacted Soil-Lime Mixtures*. In International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology", 49-62. Springer, Cham.
- Madhyannapu, R. S., 2007. *Deep mixing technology for mitigation of swell-shrink behavior of expansive soils of moderate to deep active depths*. Doctoral dissertations, University of Texas at Arlington.
- Mahajan, S.M., and Parbat, D.K., 2015. A Study on Strength Characteristics of BC Soil-Flyash Mixes. *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research (IJMTER)*, 2 (10), 333-339.
- Mahamedi, A., and Khemissa, M., 2015. Stabilization of an expansive overconsolidated clay using hydraulic binders. *HBRC Journal*, 11 (1), 82-90.
- Mamatha, K. H., and Dinesh, S. V., 2017. Resilient modulus of black cotton soil. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 10 (2), 171-184.
- Manasseh, J., and Olufemi, A. I., 2008. Effect of lime on some geotechnical properties of Igumale shale. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 13 (6), 1-12.
- Maneli, A., Abiola, O., Kupolati, W., and Ndambuki, J., 2014. Evaluation of Fly Ash and Ground Granulated Blast Furnace Slag on Consistency Limits of Black Cotton Soil. *International Journal of Sustainable Development*, 6 (10), 49-54.
- Maneli, A., Kupolati, W.K., Abiola, O.S., and Ndambuki, J.M., 2016. Influence of fly ash, ground-granulated blast furnace slag and lime on unconfined compressive strength of black cotton soil. *Road Materials and Pavement Design*, 17 (1), 252-260.
- Manso, J. M., Ortega-López, V., Polanco, J. A., and Setién, J., 2013. The use of ladle furnace slag in soil stabilization. *Construction and Building Materials*, 40, 126-134.
- Marcon, A. F., Corrêa, J. F., and Trichês, G., 2015. Improvement in Physical and Mechanical Properties of Soils by the Addition of Lime for Paving Roads. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (2473), 209-214.

- McCallister, L. D., and Petry, T. M., 1990. *Property changes in lime treated expansive clays under continuous leaching*. Technical Report, Texas University At Arlington, AD-A229 440.
- McCarthy, M. J., Csetenyi, J. L., Jones, M. R., and Sachdeva, A., 2011. *Clay-Lime stabilization: Characterizing fly ash effects in minimizing the risk of sulphate heave*. In World of Coal Ash Conference, Denver, CO, USA.
- McCarthy, M. J., Csetenyi, L. J., Sachdeva, A., and Dhir, R. K., 2012. Identifying the role of fly ash properties for minimizing sulfate-heave in lime-stabilized soils. *Fuel*, 92 (1), 27-36.
- McCarthy, M. J., Csetenyi, L. J., Sachdeva, A., and Dhir, R. K., 2011. Controlling swelling in lime-stabilised sulfate-bearing soils using fly ash, ground engineering, 29-31.
- McCarthy, M. J., Csetenyi, L. J., Sachdeva, A., and Dhir, R. K., 2012. Fly ash influences on sulfate-heave in lime-stabilised soils. *Ground Improvement*, 165 (3), 147-158.
- McCarthy, M. J., Dhir, R. K., and Jones, M. R., 1998. Benchmarking PFA grouts for magnesium sulfate bearing exposures. *Materials and Structures*, 31 (5), 335-342.
- McCarthy, M.J., Csetenyi, L.J., Sachdeva, A., and Dhir, R.K., 2014. Engineering and durability properties of fly ash treated lime-stabilised sulphate-bearing soils. *Engineering Geology*, 174, 139-148.
- Medhani, R., 1982. *Stabilization of Ponca city shale*. Doctoral dissertations, the university of Oklahoma.
- Mfinanga, D.A., and Kamuhabwa, M.L., 2008. Use of natural pozzolan in stabilising lightweight volcanic aggregates for roadbase construction. *International Journal of Pavement Engineering*, 9 (3), 189-201.
- Milburn, J.P., and Parsons, R.L., 2004. *Performance of soil stabilization agents*. Technical report, Kansas Department of Transportation. K-TRAN: KU-01-8.
- Mir, B.A., and Sridharan, A., 2013. Physical and compaction behaviour of clay soil-fly ash mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31 (4), 1059-1072.
- Misra, A., 2000. *Utilization of western coal fly ash in construction of highways in the Midwest*. Technical report, University of Nebraska, MATC-UMC-96-2.
- Moayed, R. Z., Haratian, M., and Izadi, E., 2011. Improvement of volume change characteristics of saline clayey soils. *Journal of applied sciences*, 11(1), 76-85.
- Moghal, A. A. B., Chittoori, B. C., Basha, B. M., and Al-Shamrani, M. A., 2017. Target Reliability Approach to Study the Effect of Fiber Reinforcement on UCS Behavior of Lime Treated Semiarid Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (6), 04017014.
- Mohammadinia, A., Arulrajah, A., Sanjayan, J., Disfani, M. M., Bo, M. W., and Darmawan, S., 2016. Strength Development and Microfabric Structure of Construction and Demolition Aggregates Stabilized with Fly Ash-Based Geopolymers. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (11), 04016141.

- Mohammed, A., and Vipulanandan, C., 2015. Testing and modeling the short-term behavior of lime and fly ash treated sulfate contaminated CL soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 33(4), 1099-1114.
- Mohanty, S.K., Pradhan, P.K., and Mohanty, C.R., 2016. Consolidation and drainage characteristics of expansive soil stabilized with fly ash and dolochar. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34 (5), 1435-1451.
- Mollamahmutoglu, M., Yilmaz, Y., and Güngör, A.G., 2005. *Stabilization of expansive soils of bursa (Turkey) region highway fills using fly ash*. Proceedings of International Conference on Problematic Soils. Eastern Mediterranean University, Famagusta, N. Cyprus.
- Mollamahmutoglu, M., Yilmaz, Y., and Güngör, A.G., 2009. Effect of a class C fly ash on the geotechnical properties of an expansive soil, *International Journal of Engineering Research and Development*, 1 (1), 1-6.
- Montgomery, D. and Runger, G. 1999. *Applied Statistics and Probability for Engineers*, Wiley, New York.
- Moradi, M., Alavi, A. H., Pashabavandpour, M. A., Gandomi, A. H., and Askarinejad, A., 2008. *Soft computing based approaches for the prediction of compressive strength of lime-microsilica stabilized clayey soils*. Computational Civil Engineering 2008, International Symposium Iași, România, 1-15.
- Mujtaba, H., Farooq, K., Sivakugan, N., and Das, B. M., 2013. Correlation between gradational parameters and compaction characteristics of sandy soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 7 (4), 395-401.
- Muntohar, A. S., 2002. Utilization of uncontrolled burnt rice husk ash in soil improvement. *Civil Engineering Dimension*, 4 (2), 100-105.
- Muntohar, A. S., 2005. Geotechnical properties of rice husk ash enhanced lime-stabilized expansive clay. *Media Komunikasi Teknik Sipil*, 13 (3), 36-47.
- Muntohar, A. S., 2006. Prediction and classification of expansive clay soils. *Expansive soils: recent advances in characterization and treatment*, 37-48.
- Murugan, S., and Vijayarangam, M., 2014. Influence of Fly Ash to Improve the Shear Strength of Commercial and Natural Soil. *International Journal of Current Engineering and Technology*, 213-216, <http://inpressco.com/wp-content/uploads/2014/04/Paper45213-216.pdf>.
- Mutaz, E., Shamrani, M., Puppala, A., and Dafalla, M., 2011. Evaluation of chemical stabilization of a highly expansive clayey soil. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2204, 148-157.
- Nadgouda, K. A., and Hegde, R. A., 2010. *The effect of lime stabilization on properties of black cotton soil*. In Indian Geotechnical Conference, 511-514.

- Naeini, S. A., Gholampoor, N., and Najmosadaty Yazdy, S. A., 2015. The Effect of Wetting-Drying Cycles and Plasticity Index on California Bearing Ratio of Lime Stabilized Clays. *Journal of Engineering Geology*, 9 (2), 2817-2840.
- Nagaraj, H. B., Reesha, B., Sravan, M. V., and Suresh, M. R., 2015. Correlation of compaction characteristics of natural soils with modified plastic limit. *Transportation Geotechnics*, 2, 65-77.
- Najjar, Y. M., Basheer, I. A., Ali, H. E., and McReynolds, R. L., 2000. Swelling potential of Kansas soils: Modeling and validation using artificial neural network reliability approach. *Transportation Research Record*, 1736 (1), 141-147.
- Nalbantoglu, Z., 2006. Lime stabilization of expansive clay. *Expansive soils: recent advances in characterization and treatment*, 341-348.
- Naveena, P. C., Dinesh, S. V., Gowtham, B., and Umesh, T. S., 2017. Prediction of Strength Development in Black Cotton Soil Stabilised with Chemical Additives. *Indian Geotechnical Journal*, 47 (3), 286-302.
- Nayak, N. V., and Christensen, R. W., 1971. Swelling characteristics of compacted expansive soils. *Clays and Clay Minerals*, 19 (4), 251-261.
- Negawo, W. J., Di Emidio, G., Bezuijen, A., Verastegui Flores, R. D., and François, B., 2017. Lime-stabilisation of high plasticity swelling clay from Ethiopia. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-11.
- Negi, C., Yadav, R. K., and Singhai, A. K., 2013. Effect of silica fume on index properties of black cotton soil. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 4 (8), 828-833.
- Neramitkornburi, A., Horpibulsuk, S., Shen, S.L., Arulrajah, A., and Disfani, M.M., 2015. Engineering properties of lightweight cellular cemented clay- fly ash material. *Soils and Foundations*, 55 (2), 471-483.
- Neubauer, L. S., and Thompson, M. R., 1972. Stability properties of uncured lime-treated fine-grained soils. *Highway research record*, (381), 20-26.
- Ng, K.S., Chew, Y. M., Osman, M. H., and SK, M. G., 2015. *Estimating maximum dry density and optimum moisture content of compacted soils*. International Conference on Advances in Civil and Environmental Engineering, Universiti Teknologi MARA Pulau Pinang, 1-8.
- Nguyen, T. T. M., Rabbanifar, S., Brake, N. A., Qian, Q., Kibodeaux, K., Crochet, H. E., and Bernazzani, P., 2018. Stabilization of Silty Clayey Dredged Material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30 (9), 04018199, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002391.
- Nicholson, P. G., and Ding, M., 1997. Improvement of tropical soils with waste ash and lime. *In Testing Soil Mixed with Waste or Recycled Materials*. 195-204.

- Nicholson, P.G., Kashyap, V., and Fujii, C.F., 1994. Lime and fly ash admixture improvement of tropical Hawaiian soils. *Transportation Research Record*, 1440, 71-78.
- Noorzad, R., and Motevalian, S., 2018. Improvement of Clayey Soil with Lime and Industrial Sludge. *Geotechnical and Geological Engineering*, 36 (5), 2957-2966.
- Norouzian, K., Abbasi, N., and Koupai, J. A. 2017. Use of sewage sludge ash and hydrated lime to improve the engineering properties of clayey soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 36 (3), 1575-1586.
- Nyoman, S., and Dan Silvester, F. 2018. Two stages stabilization using lime and cement for bearing capacity improvement of expansive soils. *Jurnal Jalan-Jembatan*, 35,31-39. <http://jurnalpusjatan.pu.go.id/index.php/jurnaljalanjembatan/article/download/230/141>
- Odai, L. E., (2015). Lime stabilization of a local expansive subgrade soil. Master of Science, University of science and technology, Kumasi Ghana.
- Okagbue, C.O. and Ochulor, O.H., 2007, The Potential of Cement-Stabilized Coal-Reject as a Construction Material. *Bull Engineering Geology Environnement*, 66, PP.143-151.
- Ola, S. A., 1978. The geology and geotechnical properties of the black cotton soils of northeastern Nigeria. *Engineering Geology*, 12, 375-391.
- Ola, S.A., 1977. The Potentials of Lime Stabilization of Lateritic Soils. *Engineering Geology*, 11 (4), 305-317.
- Omar, M., Shanableh, A., Basma, A., and Barakat, S., 2003. Compaction characteristics of granular soils in United Arab Emirates. *Geotechnical and Geological Engineering*, 21 (3), 283-295.
- Önal, O., 2015. Lime Stabilization of Soils Underlying a Salt Evaporation Pond: A Laboratory Study. *Marine Georesources and Geotechnology*, 33 (5), 391-402.
- Osinubi, K. J., 2006. Influence of compactive efforts on lime-slag treated tropical black clay. *Journal of materials in Civil Engineering*, 18 (2), 175-181.
- Osinubi, K. J., and Nwaiwu, C. M., 2006. Compaction delay effects on properties of lime-treated soil. *Journal of materials in Civil Engineering*, 18 (2), 250-258.
- Osula, D. O., 1991. Lime modification of problem laterite. *Engineering Geology*, 30 (2), 141-154.
- Osula, D. O. A., 1996. A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering geology*, 42 (1), 71-81.
- Ouf, M.E.S.A.R., 2001. *Stabilisation of clay subgrade soils using ground granulated blastfurnace slag*. PhD thesis, University of Leeds.
- Oyelakin, M. A., Mbamalu, C. F., Amolegbe, A. A., and Bakare, S. B., 2016. Empirical Prediction of Compaction Parameters of Soil of South-Eastern Nigeria Based on Linear Relationship Between Liquid Limit and Compaction Curve. *Technology (ICONSEET)*, 1 (9), 63-69.

- Ozdemir, M. A., 2016. Improvement in Bearing Capacity of a Soft Soil by Addition of Fly Ash. *Procedia engineering*, 143, 498-505.
- Özkan, I., 2015. *Improvement of expansive soils by using phosphogypsum*. Master of Science, Middle East Technical University, <http://etd.lib.metu.edu.tr/upload/12618903/index.pdf>.
- Pakbaz, M. S., and Keshani, A., 2017. Evaluation of time rate of swelling pressure development due to the presence of sulfate in clayey soils stabilized with lime. *International Journal*, 12(32), 161-165.
- Parhi, P.S., Garanayak, L., Mahamaya, M., and Das, S.K., 2018. *Stabilization of an Expansive Soil Using Alkali Activated Fly Ash Based Geopolymer*. International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology", 36-50.
- Parker, J. W., 2008. *Evaluation of laboratory durability tests for stabilized subgrade soils*. Master of Science, Brigham Young University.
- Parkoh, E. A., 2016. *Prediction of compaction characteristics of lateritic soils in Ghana*. Master of Science, Near East University.
- Parsons, R., and Milburn, J., 2003. Engineering behavior of stabilized soils. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1837, 20-29.
- Pathak, A. K., Pandey, V., Murari, K., and Singh, J. P., 2014. Soil stabilization using ground granulated blast furnace slag. *International Journal of Engineering Research and Applications*, 4 (5), 164-171.
- Pavan, N.G, Yugal, N.P, Pankaj, A.C., and Bhalchandra, K.D., 2016. Stabilization of black cotton soil using fly ash and HDPE. *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research*, 3 (4), 373-376.
- Petry, T. M., 2001. *Investigation of Agents of Practical use to Stabilize Slopes and Erosion Along the I-55 Corridor South of Sikeston, Missouri*. Final Project Report, University of Missouri-Rolla, N°. RDT 01-006.
- Petry, T. M., and Little, D. N., 2002. Review of stabilization of clays and expansive soils in pavements and lightly loaded structures-history, practice, and future. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14 (6), 447-460.
- Petry, T. M., and Lee, T. W., 1988. Comparison of Quicklime and Hydrated Lime Slurries for Stabilization of Highly Active Clay Soils. *Transportation Research Record*, 1190, 31-37.
- Phani Kumar, B.R., and Sharma, R.S., 2004. Effect of fly ash on engineering properties of expansive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (7), 764-767.
- Phanikumar, B.R., 2009. Effect of lime and fly ash on swell, consolidation and shear strength characteristics of expansive clays: a comparative study. *Geomechanics and Geoengineering: An international journal*, 4 (2), 175-181.

- Phanikumar, B.R., and Suri, S., 2013. Chemical amelioration of expansive soils, World Academy of Science, Engineering and Technology. *International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering*, 7 (12), 951-955.
- Pillappa, G. S., 2007. *Field and experimental studies to assess the performance of stabilized expansive clay*. Master Of Science, University Of Texas At Arlington.
- Pinero, R. C. S., 2000. *Use of high volume fly ash cement for stabilization of expansive soils with high soluble sulfates content*. Doctoral dissertations, Texas A & M University, UMI Number: 9994314.
- Portelinha, F. H. M., Lima, D. C., Fontes, M. P. F., and Carvalho, C. A. B., 2012. Modification of a lateritic soil with lime and cement: an economical alternative for flexible pavement layers. *Soils and Rocks, São Paulo*, 35 (1), 51-63.
- Prasade, G., 1972. *Role of fly ash in soil-lime stabilization*. Master of technology, Indian institute of technology Kanpur.
- Premkumar, S., Piratheepan, J., Rajeev, P., and Arulrajah, A., 2016. *Stabilizing Dispersive Soil Using Brown Coal Fly Ash and Hydrated Lime*. In Geo-Chicago 2016, 874-884.
- Puppala, A. J., and Cerato, A., 2009. Heave distress problems in chemically-treated sulfate-laden materials. *Geo-Strata-Geo Institute of ASCE*, 10 (2), 28-32.
- Puppala, A. J., Pillappa, G. S., Hoyos, L. R., Vasudev, D., and Devulapalli, D., 2007. Comprehensive field studies to address the performance of stabilized expansive clays. *Transportation research record*, 1989 (1), 3-12.
- Puppala, A. J., Saride, S., Dermatas, D., Al-Shamrani, M., and Chikyala, V., 2010. Forensic investigations to evaluate sulfate-induced heave attack on a tunnel shotcrete liner. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22 (9), 914-922.
- Puppala, A.J., Griffin, J.A., Hoyos, L.R., and Chomtid, S., 2004. Studies on sulfate-resistant cement stabilization methods to address sulfate-induced soil heave. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130 (4), 391-402.
- Puppala, A.J., Intharasombat, N., and Vempati, R.K., 2005. Experimental studies on ettringite-induced heaving in soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131 (3), 325-337.
- Puppala, A.J., Punthutaecha, K., and Vanapalli, S.K., 2006. Soil-water characteristic curves of stabilized expansive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (6), 736-751.
- Puppala, A.J., Wattanasanticharoen, E., and Punthutaecha, K., 2003. Experimental evaluations of stabilisation methods for sulphate-rich expansive soils. *Ground Improvement*, 7 (1), 25-35.

Qubain, B., Seksinsky, E., and Li, J., 2000. Incorporating subgrade lime stabilization into pavement design. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (1721), 3-8.

Quilici, F. J., 1972. *The Characteristics and uses of Montana fly ash*. Master of Science, Montana Bur, Mines and Geol., Bull, 90, 29.

Radhakrishnan, G., Kumar, M.A., and Raju, G.V.R.P., 2014. Swelling properties of expansive soils treated with chemicals and fly ash. *American Journal of Engineering Research*, 3 (4), 245-250.

Rahman, M. T., 2014. *Evaluation of Moisture, Suction Effects and Durability Performance of Lime Stabilized Clayey Subgrade Soils*. Master of Science, University of New Mexico.

Rahman, M.D.A., 1986. The potentials of some stabilizers for the use of lateritic soil in construction. *Building and Environment*, 21 (1), 57-61.

Ramadas, T. L., Kumar, N. D., and Yesuratnam, G., 2011. Geotechnical characteristics of three expansive soils treated with lime and fly ash. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 4 (6), 46-49.

Ramadas, T.L., Kumar, N.D., and Aparna, G., 2010. *Swelling and strength characteristics of expansive soil treated with stone dust and fly Ash*. Indian geotechnical conference-2010, GEOTrendz, 557-560, IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay.

Ramakrishna, A. N., and Pradeepkumar, A. V., 2008. Influence of compaction moisture content on UCS and CBR of RHA-lime stabilized BC soil. *Indian Geotechnical Journal*, 38 (2), 140-155.

Ramlakhan, B., Kumar, S. A., and Arora, T. R., 2013. Effect of lime and fly ash on engineering properties of black cotton soil. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, 3 (11), 535-541.

Rangaswamy, K., 2016. Influence of burnt ash additives on stabilisation of soft clay soils. *Innovative Infrastructure Solutions*, doi: 10.1007/s41062-016-0025-8.

Rao, K.M., and Subbarao, G.R., 2012. Optimum fly ash for mechanical stabilization of expansive soils using 2² factorial experimental design. *Natural hazards*, 60 (2), 703-713.

Reyes, A., and Pando, M., 2007. *Evaluation of CFBC fly ash for improvement of soft clays*. World of Coal Ash (WOCA), Covington, Kentucky, USA.

Rifa'i, A., Yasufuku, N., and Tsuji, K., 2010. *Characterization and effective utilization of coal ash as soil stabilization on road application*. Geotechnical Society of Singapore-International Symposium on Ground Improvement Technologies and Case Histories, ISGI'09, 469-474.

Rodriguez, R., 2008. *Engineering behavior of soft clays treated with circulating fluidized bed combustion fly ash*. Master of Science, University of Puerto Rico Mayagüez Campus.

Rowan, H. W., and Graham, W. W., 1949. Proper Compaction Eliminates Curing Period in Construction Fills. *Civil Engineering*, 18, 450-451.

Sabat, A. K., 2012. A study on some geotechnical properties of lime stabilised expansive soil-quarry dust mixes. *International Journal of emerging trends in engineering and development*, 1(2), 42-49.

Sabat, A. K., and Bose, B., 2013. Improvement in Geotechnical properties of an Expansive soil using Fly ash-Quarry dust Mixes. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18, 3487-3500.

Sadigh, E. E., and Moradi, G., 2017. Geotechnical Properties Improvement of Disturbed Tabriz Marl By Chemical Method. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 22, 3787-3796

Saeed, K. A., 2016. *Effect of Fly Ash Stabilization on Strength Properties of Contaminated Clay-Sand Soils*. 1st International Conference on Engineering and Innovative Technology, Salahaddin University-Erbil, Kurdistan, Iraq.

Saeed, K. A., and kadhum Atemimi, Y., 2016. The Strength Behaviour of Lime Stabilized Organic Clay Soil Modified by Catalyst Additeives. *Journal of University of Babylon*, 24(4), 1040-1072.

Sahin, M., 2005. *Effects of fly ash and desulphogypsum on the strength and permeability properties of çayirhan soil*. Master of Science, Middle East Technical University, <http://etd.lib.metu.edu.tr/upload/12606945/index.pdf>.

Sahoo, J.P.S., Yadav, S., and Kumar, V., 2010. *Strength characteristics of fly ash mixed with lime stabilized soil*. Indian Geotechnical Conference-2010, IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay, 430-432.

Saikia, A., Baruah, D., Das, K., Rabha, H. J., Dutta, A., and Saharia, A., 2017. Predicting Compaction Characteristics of Fine-Grained Soils in Terms of Atterberg Limits. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 3(2),1-9, doi 10.1007/s40891-017-0096-4.

Sakr, M. A., Shahin, M. A., and Metwally, Y. M., 2009. Utilization of lime for stabilizing soft clay soil of high organic content. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27 (1), 1-24.

Samantasinghar, S., 2014. *Geo-engineering properties of lime treated plastic soils*, Master of technology. National institute of technology Rourkela India.

Saride, S., and Dutta, T.T., 2016. Effect of fly-ash stabilization on stiffness modulus degradation of expansive clays. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (12), doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001678.

Saride, S., Chikyala, S. R., Puppala, A. J., and Harris, P. J., 2010. *Effects of organics on stabilized expansive subgrade soils*. Geo-Shanghai 2010 International Conference, 155-164.

Saride, S., Puppala, A. J., and Chikyala, S. R., 2013. Swell-shrink and strength behaviors of lime and cement stabilized expansive organic clays. *Applied Clay Science*, 85, 39-45.

Satyanarayana. P. V. V, Vijaya Sree. K, Mohan Rao. G, Jaya Prakash Babu. V., 2016. A Study on the Engineering Properties of Expansive Soil Stabilized with Fly ash and Lime Mixes. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, 6 (4), 54-58. https://ijetae.com/files/Volume6Issue4/IJETAE_0416_11.pdf

Savarkundlawala, M.M., 2015. Utilization of fly ash for stabilization of black cotton soil. *International Journal of Engineering Science and Futuristic Technology*, 1 (7), ID: IJESFT2015V01I0751549.

Saxena, G., and Chaurasia, N., 2015. Strengthening black cotton soil with fly ash and moorum: an investigation of the role of subgrade and subbase layers. *Coal Combustion and Gasification Products*, 30-32, doi:10.4177/CCGP-D-15-00003.1.

Schanz, T., and Elsayy, M. B., 2015. Swelling characteristics and shear strength of highly expansive clay-lime mixtures: A comparative study. *Arabian Journal of Geosciences*, 8 (10), 7919-7927.

Sebastian Bryson, L., Mahmoodabadi, M., and Adu-Gyamfi, K., 2017. Prediction of Consolidation and Shear Behavior of Fly Ash-Soil Mixtures Using Mixture Theory. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (11), 04017222. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002077](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002077).

Seco, A., Ramirez, F., Miqueleiz, L., Urmeneta, P., García, B., Prieto, E., and Oroz, V., 2012. Types of waste for the production of pozzolanic materials-a review. *In Industrial Waste*, 7, 141-150.

Segui, P., Aubert, J.E., Husson, B., and Measson, M., 2013. Utilization of a natural pozzolan as the main component of hydraulic road binder. *Construction and Building Materials*, 40, 217-223.

Senol, A., 2012. Effect of fly ash and polypropylene fibers content on the soft soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71 (2), 379-387.

Senol, A., Edil, T.B., Bin-Shafique, M.S., Acosta, H.A., and Benson, C.H., 2006. Soft subgrades stabilization by using various fly ashes. *Resources, Conservation and Recycling*. 46 (4), 365-376.

Senol, A., Etminan, E., and Olgun, C.G., 2012. *Stabilization of clayey soils using fly ash and homopolymer polypropylene*. Geo Congress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering, ASCE 2012, 3929-3938.

Sezer, A., Inan, G., Yilmaz, H.R., and Ramyar, K., 2006. Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay. *Building and environment*, 41 (2), 150-155.

- Shahin, M.A., Maier, H.R., and Jaksa, M.B., 2003. Closure to "Predicting settlement of shallow foundations using neural networks" by Mohamed A. Shahin, Holger R. Maier, and Mark B. Jaksa. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129 (12), 1175-1177.
- Shahjahan, A. B. M., 2001. *Long term strength development of lime stabilized soils*. Master of Science, Bangladesh University of Engineering and Technology, Dhaka.
- Shalabi, F. I., Asi, I. M., and Qasrawi, H. Y., 2017. Effect of by-product steel slag on the engineering properties of clay soils. *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*, 29 (4), 394-399.
- Shankar, A. R., Panditharadhya, B. J., Karishekki, S., and Amulya, S., 2018. *Experimental Investigation of Black Cotton Soil Stabilized with Lime and Coconut Coir*. GeoShanghai International Conference, Singapore, 230-243
- Sharma, A., and Sivapullaiah, P. V., 2012. *Improvement of strength of expansive soil with waste granulated blast furnace slag*. In: *Geo Congress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, Oakland, California, 3920-3928.
- Sharma, L. K., and Singh, T. N., 2018. Regression-based models for the prediction of unconfined compressive strength of artificially structured soil. *Engineering with Computers*, 34 (1), 175-186.
- Sharma, L. K., Sirdesai, N. N., Sharma, K. M., and Singh, T. N., 2018. Experimental study to examine the independent roles of lime and cement on the stabilization of a mountain soil: A comparative study. *Applied Clay Science*, 152, 183-195.
- Sharma, N.K., Swain, S.K., and Sahoo, U.C., 2012. Stabilization of a clayey soil with fly ash and lime: a micro level investigation. *Geotechnical and geological engineering*, 30 (5), 1197-1205.
- Sharma, R. S., Phanikumar, B. R., and Rao, B. V., 2008. Engineering behavior of a remolded expansive clay blended with lime, calcium chloride, and rice-husk ash. *Journal of materials in civil engineering*, 20 (8), 509-515.
- Sharma, R.K., and Hymavathi, J., 2016. Effect of fly ash, construction demolition waste and lime on geotechnical characteristics of a clayey soil: a comparative study. *Environmental Earth Sciences*, 75 (5), 1-11.
- Shen, W., Zhou, M., and Zhao, Q., 2007. Study on lime-fly ash-phosphogypsum binder. *Construction and Building Materials*, 21 (7), 1480-1485.
- Shen, Z., Cao, Y., and Fang, L., 2017. Experimental Investigation of Rapid Stabilization of Soft Clay Soils Using Chemical Admixtures. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 54 (3), 202-210.
- Shukla, R. P., and Parihar, N. S., 2016. Stabilization of Black Cotton Soil Using Micro-fine Slag. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, 97 (3), 299-306.

- Siddique, A., and Hossain, M. A., 2011. Effects of lime stabilization on engineering properties of an expansive soil for use in road construction. *Journal of Society for Transportation and Traffic Studies*, 2 (4), 1-9.
- Silitonga, E., Levacher, D., and Mezazigh, S., 2010. Effects of the use of fly ash as a binder on the mechanical behaviour of treated dredged sediments. *Environmental technology*, 30 (8), 799-807.
- Singh, B., and Goswami, R., 2012. Compaction characteristics of lateritic soil mixed with fly ash and lime. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 6 (4), 437-444.
- Sirivitmaitrie, C., Puppala, A. J., Chikyala, V., Saride, S., and Hoyos, L. R., 2008. *Combined lime and cement treatment of expansive soils with low to medium soluble sulfate levels*. In: GeoCongress 2008: Geosustainability and Geohazard Mitigation, New Orleans, Louisiana, USA, 646-653.
- Sivapullaiah, P. V., and Jha, A. K., 2014. Gypsum induced strength behaviour of fly ash-lime stabilized expansive soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32 (5), 1261-1273.
- Sivapullaiah, P. V., Prashanth, J. P., and Sridharan, A., 1996. Effect of fly ash on the index properties of black cotton soil. *Soils and Foundations*, 36 (1), 97-103.
- Sivapullaiah, P. V., Sridharan, A., and Bhaskar Raju, K. V., 2000. Role of amount and type of clay in the lime stabilization of soils. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 4 (1), 37-45.
- Sivapullaiah, P., 2013. *Use of solid waste to enhance properties of problematic soils of Karnataka*. Report on Research Project, Indian Institute of Science, Bangalore, <http://cistup.iisc.ac.in/presentations/Research%20project/CIST028.pdf>.
- Sivrikaya, O., Yavascan, S., and Cecen, E., 2014. Effects of ground granulated blast-furnace slag on the index and compaction parameters of clayey soils. *Ground improvement*, 4 (5), 6-7.
- Smadi, M. M., Haddad, R. H., and Akour, A. M., 1999. Potential use of phosphogypsum in concrete. *Cement and concrete research*, 29 (9), 1419-1425.
- Solanki, P., 2010. *Characterization of cementitiously stabilized subgrades for mechanistic-empirical pavement design*. Doctoral dissertation, The University of Oklahoma.
- Solanki, P., and Zaman, M., 2013. Behavior of stabilized subgrade soils under indirect tension and flexure. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26 (5), 833-844.
- Solanki, P., and Hauk-Jegen, B., 2016. *Freeze-thaw durability of soil stabilized with class c fly ash and cement kiln dust*. Fourth International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies SCMT4, Las Vegas, USA, <http://www.claisse.info/2016%20papers/D145.pdf>.
- Solanki, P., Zaman, M. M., and Khalife, R., 2011. *Tube suction test for evaluating durability of cementitiously stabilized soils*. Technical report, Oklahoma Transportation Center, OTCREOS7.1-52-F.

- Soltani, A., Taheri, A., Khatibi, M., and Estabragh, A. R., 2017. Swelling potential of a stabilized expansive soil: a comparative experimental study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35 (4), 1717-1744.
- Sridharan, A., and Nagaraj, H. B., 2005. Plastic limit and compaction characteristics of finegrained soils. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 9 (1), 17-22.
- Sridharan, A., Prashanth, J. P., and Sivapullaiah, P. V., 1997. Effect of fly ash on the unconfined compressive strength of black cotton soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 1(3), 169-175.
- Suddath, L. P., 1973. *Lime-Cement Combination Stabilization*. Technical Manuscript, Army Construction Engineering Research Laboratories, Illinois, USA, AD-762 552.
- Szymkiewicz, F., 2011. *Évaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment*. Doctoral dissertation, Université Paris-Est, France.
- Taha, O. M. E., Majeed, Z. H., and Ahmed, S. M., 2018. Artificial Neural Network Prediction Models for Maximum Dry Density and Optimum Moisture Content of Stabilized Soils. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 5 (2), 146-168.
- Takhelmayum, G., Savitha, A. L., and Gudi, K., 2013. Experimental studies on soil stabilization using fine and coarse GGBS. *Int. J. Eng. Sci. Innov. Technol*, 3 (3), 917-921.
- Talluri, N., Puppala, A. J., Chittoori, B. C., Gaily, A. H., and Harris, P., 2013. Stabilization of high-sulfate soils by extended mellowing. *Transportation Research Record*, 2363(1), 96-104.
- Tehrani, B. H., 1988. *Chemical stabilisation of Whaka Terrace loess Christchurch*. Master of technology, University of Canterbury.
- Thakare, S. W., and Chauhan, P., 2016. Stabilization of expansive soil with micro silica, lime and fly ash for pavement. *International Journal of Engineering Research*, 5 (1), 9-13.
- Thompson, M. R., 1967. *Factors influencing the plasticity and strength of lime-soil mixtures*. Research Report, University of Illinois at Urbana Champaign, Bulletin 492.
- Thyagaraj, T., and Zodinsanga, S., 2014. Swell-shrink behaviour of lime precipitation treated soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 167(4), 260-273.
- Tingle, J., and Santoni, R., 2003. Stabilization of clay soils with nontraditional additives. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (1819), 72-84.
- Tiwari, S. K., and Ghiya, A., 2013. Geotechnical Characteristics of Cement-Stabilized Fiber-Reinforced Fly Ash-Soil Blends. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18, 3129-3148.

- Torrey III, V. H., 1970. *Analysis of Field Compaction Data. Report 1. Perry Dam, Delaware River, Kansas*. Technical Report, U.S Army Engineer, Waterways Experiment Station, Geotechnical Laboratory, Vicksburg, Mississippi, N°. WES-MP-S-70-13-1
- Townsend, D. L., and Klym, T. W., 1966. Durability of lime-stabilized soils. *Highway Research Record*, 139, 25-41.
- Townsend, F. C., 1979. *Use of Lime in Levee Restoration*. Final report, U.S Army Engineer, Waterways Experiment Station, Geotechnical Laboratory, Vicksburg, Mississippi, N°: WES-GL-79-12.
- Tuncer, E. R., and Basma, A. A., 1991. Strength and stress-strain characteristics of a lime-treated cohesive soil. *Transportation Research Record*, (1295), 70-79.
- Turker, D., and Cokca, E., 2006. Effects of addition of fly ash on swell potential of an expansive soil. *Expansive soils-Recent advances in characterization and treatment*, 453-463.
- Türköz, M., Savaş, H., and Tasci, G., 2018. The effect of silica fume and lime on geotechnical properties of a clay soil showing both swelling and dispersive features. *Arabian Journal of Geosciences*, 11 (23), 735.
- Umesha, T. S., Dinesh, S. V., and Sivapullaiah, P. V., 2009. Control of dispersivity of soil using lime and cement. *International journal of geology*, 3 (1), 8-16.
- Unruh, J. T., 2010. *Evaluation of lime pretreatment for cementitious stabilization of high plasticity soil*. Master Of Science, Oklahoma State University.
- Ural, N., 2016. Effects of additives on the microstructure of clay. *Road Materials and Pavement Design*, 17 (1), 104-119.
- Vincy, S. S., and Muttharam, M., 2009. *Delayed compaction effects on the behaviour of stabilized soils*. Indian Geotechnical Conference IGC 2009, Guntur, INDIA, 419-423.
- Vukićević, M., Pujević, V., Marjanović, M., Jocković, S., and Maraš-Dragojević, S., 2015. Stabilization of fine-grained soils with fly ash. *Gradevinar*, 67 (8), 761-770.
- Wang, D., Abriak, N. E., and Zentar, R., 2013. Co-valorisation of Dunkirk dredged sediments and siliceous-aluminous fly ash using lime. *Road Materials and Pavement Design*, 14 (2), 415-431.
- Wang, D., Zentar, R., and Abriak, N. E., 2016. Temperature-Accelerated strength development in stabilized marine soils as road construction materials. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (5), 04016281.
- Wang, D., Zentar, R., and Abriak, N. E., 2016. Temperature-Accelerated strength development in stabilized marine soils as road construction materials. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (5), 04016281.

- Wang, J. W., Mateos, M., and Davidson, D. T., 1963. Comparative effects of hydraulic, calcitic and dolomitic limes and cement in soil stabilization. *Highway Research Record*, (29), 42-54.
- Wang, M. C., and Huang, C. C., 1984. Soil compaction and permeability prediction models. *Journal of Environmental Engineering*, 110 (6), 1063-1083.
- Wattanasanticharoen, E., 2000. *Investigations to evaluate the performance of four selected stabilization methods on soft subgrade soils of southeast Arlington*. Master's thesis, University of Texas at Arlington.
- Wild, S., Kinuthia, J. M., Robinson, R. B., and Humphreys, I., 1996. Effects of ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength and swelling properties of lime-stabilized kaolinite in the presence of sulphates. *Clay Minerals*, 31 (3), 423-433.
- Yadu, L., and Tripathi, R. K., 2013. Effects of granulated blast furnace slag in the engineering behaviour of stabilized soft soil. *Procedia Engineering*, 51, 125-131.
- Yilmaz, F., Kamiloğlu, H. A., and Şadoğlu, E., 2015. Soil stabilization with using waste materials against freezing thawing effect. *Acta Physica Polonica A*, 128, 392-394.
- Yilmaz, I., and Civelekoğlu, B., 2009. Gypsum: an additive for stabilization of swelling clay soils. *Applied Clay Science*, 44 (1-2), 166-172.
- Yu, H., Yin, J., Soleimanbeigi, A., and Likos, W. J., 2017. Effects of Curing Time and Fly Ash Content on Properties of Stabilized Dredged Material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (10), 04017199.
- Yu, X., Wang, Y., and Li, Y., 2018. Stabilization of Pavement Subgrade Soils Containing Rich Chloride Salts. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 144 (3), 04018025, doi: 10.1061/JPEODX.0000049.
- Zha, F., Liu, S., Du, Y., and Cui, K., 2008. Behavior of expansive soils stabilized with fly ash. *Natural hazards*, 47 (3), 509-523.
- Zhou, W., Hong, H. P., and Shang, J. Q., 1999. Probabilistic design method of prefabricated vertical drains for soil improvement. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125 (8), 659-664.
- Zhu, F., Li, Z., Dong, W., and Ou, Y., 2018. Geotechnical properties and microstructure of lime-stabilized silt clay. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1-10.
- Zoghi, M., Mahar, J., Ebrahimpour, A., Araya, M.Y., katamaneni, P., 2009. *Lime-Fly Ash (LFA) Stabilization of Idaho Pavement Subgrade Silty Soils*. Research project, Idaho State University.

Zoubir, W., 2012. *Effet des résidus minéraux sur l'amélioration des sols fins argileux*. Mémoire de Magister, Université Hassiba Ben Bouali de Chlef.

Zoubir, W., Harichane, K., and 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., and Hamza, O. S., 2014. Improving the characteristics of expansive subgrade soils using lime and fly ash. *International Journal of Science and Research*, 3 (2), 1124-1129.

Zumrawi, M.M., and Mohammed, M.H., 2016. *Effect of Fly Ash on the Characteristics of Expansive Soils in Sudan*. 7th Annual Conference for Postgraduate Studies and Scientific Research Basic Sciences and Engineering Studies, University of Khartoum, Sudan, 6, 30-35.



Best-fit models for predicting the geotechnical properties of FA-stabilised problematic soils used as materials for earth structures

Billal Sari Ahmed, Hamid Gadouri, Mohamed Ghrici & Khelifa Harichane

To cite this article: Billal Sari Ahmed, Hamid Gadouri, Mohamed Ghrici & Khelifa Harichane (2018): Best-fit models for predicting the geotechnical properties of FA-stabilised problematic soils used as materials for earth structures, International Journal of Pavement Engineering, DOI: [10.1080/10298436.2018.1517874](https://doi.org/10.1080/10298436.2018.1517874)

To link to this article: <https://doi.org/10.1080/10298436.2018.1517874>



Published online: 03 Sep 2018.



Submit your article to this journal [↗](#)



View Crossmark data [↗](#)



Best-fit models for predicting the geotechnical properties of FA-stabilised problematic soils used as materials for earth structures

Billal Sari Ahmed, Hamid Gadouri , Mohamed Ghrici and Khelifa Harichane

Geomaterials Laboratory, Civil Engineering Department, Hassiba Benbouali University, Chlef, Algeria

ABSTRACT

The effect of fly ash (FA) on geotechnical properties of high plasticity clayey soils (known as problematic soils) has been investigated by several researchers. However, few studies have been developed to predict the geotechnical properties of FA-stabilised problematic soils. This study was undertaken in order to develop best-fit models for predicting the Atterberg limits (liquid limit; LL and plasticity index; PI), unconfined compressive strength (UCS), free swell index (FS), optimum moisture content (OMC) and maximum dry density (MDD) of FA-stabilised high plasticity clayey soils. For this purpose, many data sources were collected from several laboratory studies published in the literature over the past. All the developed models were validated and found to have a good ability where they can be used as a reliable tool to predict all the LL, PI, UCS, FS, MDD and OMC of FA-stabilised high plasticity clayey soils. In addition, the suggested models showed that the accurate prediction of all the studied physico-mechanical properties was highly beneficial for the engineering construction enabling it to avoid the cumbersome tests in the laboratory. From these results, the obtained equations may be useful in practices of civil engineering projects and in designing earth structures such as roadway subgrades, road embankments, trench backfills, landfill liners and earth dams.

ARTICLE HISTORY

Received 20 November 2017
Accepted 25 August 2018

KEYWORDS

Problematic soils; fly ash (FA); atterberg limits; unconfined compressive strength (UCS); free swell index (FS); optimum moisture content (OMC); maximum dry density (MDD); best-fit models

Introduction

Chemical soil stabilisation is a technique introduced many years ago with the main purpose to render the soils capable of meeting the requirements of the specific engineering projects (Koliass *et al.* 2005). Indeed, several researchers have used different mineral additives such as cement (Khemissa and Mahamedi 2014, Asgari *et al.* 2015), lime (e.g. Ola 1977, Broms and Boman 1979, Rahman 1986, George *et al.* 1992, Kinuthia *et al.* 1999), fly ash (e.g. Senol *et al.* 2006), silica fume (e.g. Bagherpour and Choobbasti 2003, Kalkan 2009), natural pozzolana (e.g. Hossain *et al.* 2007, Harichane *et al.* 2010, 2011, 2012, Gadouri *et al.* 2016a, 2016b, Harichane *et al.* 2017, Gadouri *et al.* 2017a, 2017b, 2017c, 2017d) in order to improve the physico-mechanical properties of problematic soils used as building materials for earth structures (e.g. road way subgrades, road embankments, trench backfills, landfill liners, earth dams, etc.). The effectiveness of these additives depends on the type of additive and its amount, curing time and mineralogical composition of stabilised soils (Afès and Didier 2000, Hossain *et al.* 2007, Le Borgne 2010, Asgari *et al.* 2015, Gadouri *et al.* 2017b).

On the other hand, the production of one-metric-ton of cement leads to the emission of about one-metric-ton of CO₂ and requires large amounts of energy (Ghrici *et al.* 2007, Segui *et al.* 2013). For these reasons, several investigators have recommended the utilisation of volcanic ash (Hossain *et al.* 2007), natural pozzolana (Mfinanga and Kamuhabwa 2008, Al-Swaidani *et al.* 2016) and FA (Silitonga *et al.* 2009) as mineral additives for soil stabilisation in order to reduce both the CO₂ emission and energy consumption. At the same

time, the resistance of stabilised soils to sulphates attack is one of the most important factors for the durability of earth structures where several investigators have demonstrated that the use of FA (Puppala *et al.* 2003, 2004, 2005, Puppala and Cerato 2009, Puppala *et al.* 2010) and the combination of L and NP (Gadouri *et al.* 2015, 2016a, 2017b) can significantly reduce the soil expansion and resist to sulphate attack. However, the FA is one of the most plentiful and versatile industrial by-product (Senol *et al.* 2006) defined by ASTM C593-06 (2011) as the finely divided residue that results from the combustion of ground or powdered coal and is transported from the boiler by flue gases (Rodríguez 2008). However, according to ASTM C618-17 (2017) and based on the chemical composition of FA, two FA classes (F and C) can be distinguished. In fact, the class F fly ash is produced by burning anthracite and bituminous coal whereas the class C fly ash is produced by burning lignite and sub-bituminous coal. On the other hand, the major difference between F and C fly ash classes can be observed in the amount of silica (SiO₂) and alumina (Al₂O₃) in each one. The class C fly ash has some cementitious properties and it has been successfully used as part of the binder in stabilised base applications (Degirmenci *et al.* 2007). In addition, class F fly ash-based geopolymers (e.g. alkaline-activated fly ash) is a group of cementitious materials that has garnered increasing interest as an alternative stabilising agent to replace Portland cement (Arulrajah *et al.* 2016, Mohammadinia *et al.* 2016) because the cement industry is becoming unsustainable as the greenhouse gas emission produced worldwide by this industry, is estimated to be approximately 7% of the total

greenhouse gas emissions to the earth's atmosphere (Parhi *et al.* 2018).

However, it is known that the time required for laboratory tests and costs of compilation projects is very important. For this reason, some studies have been made on computer-based models using different techniques for predicting the physico-mechanical properties of additives-stabilised clayey soils without making laboratory tests. In fact, Taleb Bahmed *et al.* (2017) have developed three models that present a better performance based on artificial neural networks in order to predict the plasticity index, optimum moisture content (OMC) and maximum dry density (MDD) of lime-stabilised clayey soils. Also, Shahin *et al.* (2003) have developed new neuro-fuzzy models as settlement prediction of shallow foundations on granular soils. Moreover, some investigations have been made in order to develop some statistical models for predicting the effect of FA only on one mechanical property of stabilised clayey soils such as unconfined compressive strength (UCS) (Sezer *et al.* 2006), shear strength (Hakan 2010), and California bearing ratio (Binal 2016) where it can be seen that the validation study of the proposed models are absent in their works. Furthermore, these researchers have used in their studies a few databases (a single experimental study) to make their statistical models which are difficult to be used and not always with the range of the engineer. However, Puppala *et al.* (2006) have reported that the soil-water characteristic curves (SWCC) are very important to study the behaviour of stabilised expansive soils by developing relationships between the basic soil and stabiliser properties. In fact, they have correlated the model constants obtained using the Fredlund and Xing (1994) equation based on multiple linear regression analysis with basic soil properties (water content, dry density, liquid limit, plastic limit) and other different stabiliser properties to find the uniqueness of the data, however, the SWCC behaviour was found to be useful tool to better understand the stabilisation effects on expansive soils.

As a severe problem, the statistical models published in the literature by other researchers have been developed using limited data collected from only one study which leads to obtaining unsuitable predictive models. For this reason, a high number of data have been collected from several laboratory studies made on FA-stabilised clayey soils and used as a database in this work. The goal of the present work is to develop new statistical models in order to predict the PI, LL, UCS, FS, OMC and MDD of FA-stabilised clayey soils, to validate the proposed models, to make a comparison study between predicted values and experimental data, and to evaluate the effect of FA on all the studied geotechnical properties based on a parametric study.

Geotechnical properties selection

In the world, it is known that the most frequent problem for all earth structures projects is the presence of inappropriate soils such as organic soils, gypseous soils and clayey soils of high plasticity (Gadouri *et al.* 2017d). These problematic soils caused severe problems for constructions like a high sensitivity to water due to the presence of high clay particles fraction, high expansion linked with the presence of sulphates, organic matter, and/or expansive clay minerals such as montmorillonite and illite, low bearing capacity related to the high compressibility of the

soil ... etc. According to Koliai *et al.* (2005), chemical stabilisation using mineral additives such as cement, lime and FA was used for several years with the main aim to make the problematic soils capable of meeting the requirements of the specific engineering projects. However, some geotechnical tests made on stabilised soils like compaction, UCS and free swell are not economic and require much time for their achievement. For these reasons, the development of statistical models is very important for resolving this problem based on the results published in the literature since several years.

On the one hand, the most important geotechnical properties selected in this paper are the Atterberg's limits, UCS, FS and compaction characteristics of fly ash-stabilised high plasticity clayey soils, which are very essential in practices of civil engineering projects such as roadway subgrades, road embankments, trench backfills, landfill liners and earth dams. On the other hand, this selection was also based on the availability of data published in the literature in order to develop the best-fit models for both rapid and better prediction of geotechnical properties of fly ash-stabilised high plasticity clayey soils, and consequently the reduction of both the time consumption and costs. Indeed, a high number of data was collected from the literature about the utilisation of fly ash as an additive for several applications in engineering construction.

According to the literature, soil classification can be changed after its stabilisation by using mineral additives such as cement, lime and fly ash. For this reason, Atterberg's limits are one of the most important properties used for assessing this change (Gadouri *et al.* 2016b). However, the UCS of clayey soils is also one of the most important designing parameters used for pavement design, especially for highway construction. It can be used to verify the effectiveness of the soil stabilisation, to assess the importance of influencing factors on strength of stabilised soils, and to choose the best stabiliser percentage. In addition, the free swell can be defined as the increase in the volume of soil, without external constraints, on immersion in water (Binal *et al.* 2016), and it was used to determine the expansion of soil caused by diffuse double layer repulsion and changes in soil fabric (Dutta and Saride 2016). The possibility of damaging the structures due to swelling of the expansive clays must be identified by an investigation of the soils which may possess undesirable expansion characteristics (Binal 2016). Furthermore, soil compaction is a critical part of the construction process, especially for road pavements. The compaction characteristics (MDD and OMC) of the selected soil to be compacted must be determined in order to ensure a sufficient soil compaction for supporting of structural entities such as building foundations, roadways, and walkways (David 2007). Also, the main reasons for the compaction of the soil are to reduce the subsequent settlement of the soil, to decrease the permeability of the soil for avoiding built up of great water pressures responsible for liquefaction problems, to retain the water in case of earth dams, and to increase the shear strength of the soil (Jyothirmayi *et al.* 2015).

Data collection and treatment

The databases used in this study were collected from many laboratory studies of different types of soil stabilised by different

fly ash contents. In fact, this step is very important for obtaining suitable databases where several factors were taken into account in this stage (data collection and treatment) such as soil classification, FA class used and the presence of organic matter and/or sulphates in FA or natural soils. These factors can considerably affect the quality of collected databases. For these reasons, numerous soils were collected from many previous works but only the soils classified as a clayey soil of high plasticity (CH), provided natural geotechnical properties and stabilised by FA were retained in this study to be used in databases. On the other hand, the effect of FA class was not taken into consideration where all the soils improved by F and C FA class or soils stabilised with unspecified FA class were considered for different parameters studied. In addition, Al-Taie *et al.* (2016) have reported that the presence of organic matter (humic or fulvic acid) caused a high decrease in the pH value of the stabilised soil and consequently affected the dissolution of clay minerals (SiO_2 and Al_2O_3) responsible for the formation of cementing agents by pozzolanic reactions between them and calcium. Thus, the presence of sulphates in FA was found to have an important effect on the geotechnical properties studied (McCarthy *et al.* 2012). For this reason, all the soils containing a high amount of organic matter and/or sulphates were also eliminated to the databases. Also, the data obtained from the soils containing a high sulphates amount were excluded to the databases because the presence of these chemical compounds (sulphates) significantly modified the effect of FA on geotechnical properties of the stabilised soils (McCarthy *et al.* 2014). In fact, Sivapullaiah and Jha (2014) have reported that the strength was significantly accelerated with the addition of 1% gypsum to the soil-fly ash-lime mixture for 14-days curing time.

It should be noted that all the constructed databases were collected and organised by taking into account the above factors. In fact, the development of Atterberg limits-models (LL- and PI-models) will be based on 180 experimental data points extracted from 29 research studies (Beckham and Hopkins 1997, Ouf 2001, Budi *et al.* 2004, Milburn and Parsons 2004, Phani Kumar and Sharma 2004, Mollamahmutoglu *et al.* 2005, Turker and Cokca 2006, Degirmenci *et al.* 2007, Hensley *et al.* 2007, Zha *et al.* 2008, Aswani 2009, Krishna Reddy 2009, Hakari 2010, Rifa'i *et al.* 2010, Athanasopoulou and Kollaros 2011, Hakari and Puranik 2012, Rao and Subbarao 2012, Sivapullaiah 2013, Murugan and Vijayarangam 2014, Sivapullaiah and Jha 2014, Eqyaabal and Ambica 2015, Kang 2015, Neramitkornburi *et al.* 2015, Savarkundlawala 2015, Buwa and Wayal 2016, Florez-Gongora *et al.* 2016, Kolay and Ramesh 2016, Mohanty *et al.* 2016, Dissanayake *et al.* 2017). However, the experimental data points used for their validation were extracted from 3 research works (Ji-ru and Xing 2002, Ramadas *et al.* 2010, Phanikumar and Suri 2013). Also, different standards were used for carrying out the Atterberg limits tests, namely: ASTM standard (32%), BIS Standards (29%), Chinese, Turkish and British Standards (13%) and unspecified standards (26%). In addition, two main types of class FA were used in these works, namely, class F (50%), class C (27%) and unspecified class (23%).

However, UCS-model will be elaborated by basing on 218 experimental data points extracted from 20 research papers

(Indraratna 1996, Budi *et al.* 2004, Rodriguez 2008, Krishna Reddy 2009, Hakari 2010, Hussey *et al.* 2010, Sahoo *et al.* 2010, Lin and Cerato 2012, Rao and Subbarao 2012, Senol *et al.* 2012, Sivapullaiah 2013, Mahajan and Parbat 2015, Saxena and Chaurasia 2015, Rangaswamy 2016, Indrani Parimala *et al.* 2017). Also, the validation of UCS-model was based on experimental data points extracted from 4 research articles (Phanikumar 2009, Bin-Shafique *et al.* 2010, Sharma and Hymavathi 2016, Solanki and Hauk-Jegen 2016). Moreover, different standards were adopted in these research works where 54% made according to ASTM standards, 17% (BIS standards), 8% (Turkish and AASHTO Standards) and 26% Standards have not been specified. Also, majority of the FA used in these studies are F and C classes where 42% (class F), 42% (class C) and 16% as an unspecified class.

As regards the expansion property, the free swell index (FSI) procedure was adopted by the most of the collected works. In fact, 118 experimental data points were selected to be used for the development of FS-model and were obtained from several research studies (Kate 2005, Zha *et al.* 2008, Aswani 2009, Krishna Reddy 2009, Ramadas *et al.* 2010, Keshav and Mangaiarkarasi 2012, Rao and Subbarao 2012, Kalyanshetti and Thalange 2013, Eqyaabal and Ambica 2015, Hardaha *et al.* 2015, Savarkundlawala 2015, Binal 2016, Binal *et al.* 2016, Dutta and Saride 2016, Mohanty *et al.* 2016, Pavan *et al.* 2016, Sharma and Hymavathi 2016). For the validation study, the FS-model was tested using 4 research papers (Phanikumar and Suri 2013, Radhakrishnan *et al.* 2014, Buwa and Wayal 2016, Gohel *et al.* 2016). On the other hand, several standards were used in these research studies where 60% were made according to BIS standards, 20% were performed according to ASTM standards, 16% were carried out according to Chinese standards and only 4% as unspecified standards. Furthermore, most of the FA used in these studies is the F class and unspecified class where 47% (class F), 19% (class C) and 34% as an unspecified class.

Finally, a total of 118 experimental data points was selected to be used for the development of compaction characteristics-models (MDD- and OMC-models) which were extracted from many research works (Bell 1993, Misra 2000, Wattanasanticharoen 2000, Puppala *et al.* 2003, Budi *et al.* 2004, Eskioğlu and Oikonomou 2008, Zha *et al.* 2008, Krishna Reddy 2009, Akbulut and Arasan 2010, Lin and Cerato 2012, Senol 2012, Sivapullaiah 2013, Vukićević *et al.* 2015, Athanasopoulou and Kollaros 2016, Dutta and Saride 2016, Kolay and Ramesh 2016, Rangaswamy 2016, Saride and Dutta 2016, Sharma and Hymavathi 2016). On the other hand, the validation of both MDD- and OMC-models was based on two research studies (Sezer *et al.* 2006, Mir and Sridharan 2013). However, the standards followed in these research works are ASTM (55%), Turkish, Chinese, AASHTO and British Standards (18%) and unspecified standards (27%). Thus, the types of FA used in these works are 52% (class F), 38% (class C) and 10% as an unspecified class.

Tables 1–4 depict the collected results of Atterberg limits (LL and PI), UCS, FS and compaction characteristics (OMC and MDD), respectively. A total of 180, 218, 118 and 117 numbers of data points was used for developing the Atterberg limits-models (LL- and PI-models), UCS-model, FS-model

Table 1. Data used for developing statistical models to predict both LL and PI of FA-stabilised clayey soils.

| Data source | FA content range (%) | LL range (%) | PI range (%) | Number of data |
|--------------------------------------|----------------------|--------------|--------------|----------------|
| Beckham and Hopkins (1997) | 0–15 | 46.0–52.0 | 23.0–26.0 | 03 |
| Ouf (2001) | 0–10 | 56.0–74.0 | 18.0–40.0 | 06 |
| Budi <i>et al.</i> (2004) | 0–25 | 80.0–100 | 48.7–72.2 | 05 |
| Milburn and Parsons (2004) | 0–16 | 51.0–70.0 | 22.0–45.0 | 09 |
| Phani Kumar and Sharma (2004) | 0–20 | 70.0–80.0 | 26.0–52.0 | 05 |
| Mollamahmutoğlu <i>et al.</i> (2005) | 0–40 | 60.0–80.0 | 38.9–53.2 | 09 |
| Turker and Cokca (2006) | 0–25 | 73.5–90.2 | 70.5–49.9 | 02 |
| Hensley <i>et al.</i> (2007) | 0–15 | 59.0–65.0 | 29.0–43.0 | 04 |
| Degirmenci <i>et al.</i> (2007) | 0–15 | 58.8–72.5 | 25.5–39.1 | 04 |
| Zha <i>et al.</i> (2008) | 0–15 | 52.4–59.8 | 17.3–32.2 | 06 |
| Aswani (2009) | 0–50 | 45.2–51.8 | 12.3–31.1 | 06 |
| Hakari (2010) | 0–50 | 46.0–66.0 | 22.9–37.8 | 06 |
| Rifa'i <i>et al.</i> (2010) | 0–30 | 74.8–82.9 | 46.0–54.5 | 05 |
| Athanasopoulou and Kollaros (2011) | 0–12 | 59.0–76.0 | 20.0–47.0 | 04 |
| Hakari and Puranik (2012) | 0–40 | 35.4–68.4 | 19.3–45.2 | 15 |
| Rao and Subbarao (2012) | 0–40 | 44.5–112 | 20.4–68.6 | 19 |
| Krishna Reddy (2009) | 0–25 | 60.8–79.3 | 31.5–47.8 | 02 |
| Sivapullaiiah (2013) | 0–10 | 65.0–68.0 | 35.0–39.0 | 05 |
| Murugan and Vijayarangam (2014) | 0–40 | 38.8–53.6 | 17.8–29.2 | 05 |
| Sivapullaiiah and Jha (2014) | 0–10 | 61.0–72.0 | 14.7–40.4 | 02 |
| Eqyaabal and Ambica (2015) | 0–40 | 41.0–65.0 | 24.0–34.7 | 08 |
| Kang (2015) | 0–50 | 36.2–54.7 | 13.9–22.9 | 06 |
| Neramitkornburi <i>et al.</i> (2015) | 0–50 | 59.1–77.1 | 27.0–44.7 | 04 |
| Savarkundlawala (2015) | 0–50 | 35.0–56.0 | 17.0–29.8 | 06 |
| Kolay and Ramesh (2016) | 0–50 | 61.5–75.8 | 43.6–47.4 | 06 |
| Florez-Gongora <i>et al.</i> (2016) | 0–30 | 48.0–67.5 | 28.6–45.1 | 20 |
| Buwa and Wayal (2016) | 0–30 | 45.7–58.6 | 12.5–28.3 | 04 |
| Mohanty <i>et al.</i> (2016) | 0–30 | 48.8–56.0 | 16.8–29.3 | 07 |
| Dissanayake <i>et al.</i> (2017) | 0–24 | 39.4–49.0 | 16.3–27.0 | 04 |
| Total number of data | | | | 187 |

and compaction characteristics-models (MDD- and OMC-models), respectively.

In addition, it is necessary to select practical range values of each parameter (initial value of each property, inputs and outputs) which can negatively affect the developed models of the stabilised soil. For this reason, the range values of each parameter considered in this investigation as databases are presented in Table 5. The data of FA-stabilised clayey soils were gathered and compiled from 63 different research projects to establish all the databases.

Development of models

Several regression models were proposed using different variables in order to develop six models where the best fit for predicting all the LL, PI, UCS, FS, MDD and OMC are presented in Table 6 as equations (1), (2), (3), (4), (5) and (6), respectively. Each model was tested by a comparison study between the predicted values and the experimental data. According to Jafer *et al.* (2016), the correlation coefficient (R^2) is an efficient tool to evaluate the constructed models where the higher the precision of the models is reflected by the higher the R^2 (close to 1). Figures 1–4 show the regression values of all the studied properties of FA-stabilised high plasticity clayey soils. The regression values for all the LL-model, PI-model, UCS-model, FS-model, MDD-model and OMC-model are 0.92, 0.83, 0.84, 0.97, 0.87 and 0.86, respectively. It is quite clear to

Table 2. Data used for developing a statistical model to predict the UCS of fly ash-stabilised clayey soils.

| Data source | FA content range (%) | UCS range (kPa) | Curing time range (days) | Number of data |
|---------------------------------------|----------------------|-----------------|--------------------------|----------------|
| Indraratna (1996) | 0–20 | 20.0–57.6 | 0–56 | 04 |
| Budi <i>et al.</i> (2004) | 0–20 | 216.0–1043.0 | 0–28 | 17 |
| Butalia <i>et al.</i> (2006) | 0–15 | 206.4–517.1 | 0–07 | 04 |
| Sezer <i>et al.</i> (2006) | 0–20 | 215.4–1369.2 | 0–90 | 17 |
| Hoyos <i>et al.</i> (2006) | 0–25 | 182.9–769.1 | 0–07 | 02 |
| Degirmenci <i>et al.</i> (2007) | 0–15 | 278.0–605.0 | 0–02 | 04 |
| Reyes and Pando (2007) | 0–20 | 200.0–944.0 | 0–40 | 16 |
| Rodriguez (2008) | 0–20 | 199.6–1514.9 | 0–40 | 25 |
| Hussey <i>et al.</i> (2010) | 0–15 | 300.0–975.0 | 0–14 | 13 |
| Sahoo <i>et al.</i> (2010) | 0–09 | 101.0–183.0 | - | 06 |
| Hakari (2010) | 0–50 | 112.8–395.7 | 0–07 | 16 |
| Rao and Subbarao (2012) | 0–40 | 39.0–153.0 | - | 06 |
| Senol <i>et al.</i> (2012) | 0–15 | 174.0–454.0 | 0–07 | 04 |
| Lin and Cerato (2012) | 0–09 | 312.5–763.0 | 0–07 | 06 |
| Krishna Reddy (2009) | 0–25 | 61.0–120.0 | 0–07 | 02 |
| Sivapullaiiah (2013) | 0–10 | 255.0–488.9 | 0–28 | 17 |
| Mahajan and Parbat (2015) | 0–50 | 52.4–207.0 | 0–28 | 26 |
| Saxena and Chaurasia (2015) | 0–30 | 76.0–181.5 | - | 06 |
| Rangaswamy (2016) | 0–40 | 50.0–242.0 | 0–28 | 21 |
| Indrani Parimala <i>et al.</i> (2017) | 0–25 | 149.1–284.4 | - | 06 |
| Total number of data | | | | 218 |

observe that the correlation coefficient for all the studied properties indicated that there are better correlations between the inputs and outputs parameters. In addition, the prediction of all the geotechnical properties using the developed models showed better correlations between predicted and experimental results. Also, for all the proposed models, it can be seen that the relationship between predicted and experimental results collapsed with the lines of equality.

Validation of models

Two main statistical parameters were calculated for assessing the accuracy of all the regression models, the R^2 and relative

Table 3. Data used for developing a statistical model to predict the FS of FA-stabilised clayey soils.

| Data source | FA content range (%) | FS (%) | Number of data |
|----------------------------------|----------------------|-------------|----------------|
| Kate (2005) | 0–20 | 375.5–115.0 | 20 |
| Zha <i>et al.</i> (2008) | 0–15 | 55.4–31.2 | 06 |
| Aswani (2009) | 0–25 | 66.2–22.5 | 06 |
| Ramadas <i>et al.</i> (2010) | 0–50 | 100.0–64.0 | 08 |
| Keshav and Mangaiarkarasi (2012) | 0–25 | 40.0–08.33 | 06 |
| Rao and Subbarao (2012) | 0–40 | 130.0–27.0 | 19 |
| Krishna Reddy (2009) | 0–25 | 110.0–53.0 | 02 |
| Kalyanshetti and Thalange (2013) | 0–40 | 140.0–71.6 | 05 |
| Savarkundlawala (2015) | 0–50 | 50.0–10.0 | 06 |
| Eqyaabal and Ambica (2015) | 0–40 | 65.0–22.2 | 08 |
| Hardaha <i>et al.</i> (2015) | 0–50 | 66.6–04.2 | 06 |
| Mohanty <i>et al.</i> (2016) | 0–30 | 60.0–08.3 | 07 |
| Pavan <i>et al.</i> (2016) | 0–15 | 62.5–42.4 | 04 |
| Sharma and Hymavathi (2016) | 0–25 | 16.25–05.0 | 02 |
| Binal (2016) | 0–25 | 50.0–04.2 | 04 |
| Binal <i>et al.</i> (2016) | 0–25 | 50.0–03.6 | 04 |
| Dutta and Saride (2016) | 0–20 | 50.0–10.0 | 05 |
| Total number of data | | | 118 |

Table 4. Data used for developing a statistical model to predict both the MDD and OMC of FA-stabilised clayey soils.

| Data source | FA content range (%) | MDD range (kN/m ³) | OMC range (%) | Number of data |
|------------------------------------|----------------------|--------------------------------|---------------|----------------|
| Bell (1993) | 0–08 | 12.75–13.93 | 29.00–35.00 | 05 |
| Misra (2000) | 0–20 | 15.10–16.50 | 20.70–23.50 | 03 |
| Wattanasanticharoen (2000) | 0–20 | 14.35–15.51 | 22.25–28.00 | 12 |
| Puppala <i>et al.</i> (2003) | 0–20 | 14.40–15.50 | 22.30–28.00 | 12 |
| Budi <i>et al.</i> (2004) | 0–20 | 13.64–16.15 | 17.30–21.80 | 05 |
| Eskioglou and Oikonomou (2008) | 0–15 | 14.70–16.50 | 19.00–22.00 | 10 |
| Zha <i>et al.</i> (2008) | 0–15 | 16.76–17.10 | 19.44–20.80 | 06 |
| Akbulut and Arasan (2010) | 0–20 | 11.70–13.60 | 28.00–40.00 | 12 |
| Lin and Cerato (2012) | 0–09 | 15.50–16.70 | 19.60–24.20 | 04 |
| Şenol (2012) | 0–15 | 12.38–13.20 | 35.80–40.85 | 03 |
| Krishna Reddy (2009) | 0–30 | 15.98–16.50 | 16.50–17.10 | 05 |
| Sivapulliah (2013) | 0–10 | 12.80–14.50 | 27.00–30.00 | 05 |
| Vukićević <i>et al.</i> (2015) | 0–20 | 13.20–14.60 | 24.00–28.70 | 04 |
| Athanasopoulou and Kollaros (2016) | 0–25 | 14.05–15.71 | 21.40–26.60 | 06 |
| Sharma and Hymavathi (2016) | 0–15 | 16.48–17.16 | 16.00–17.15 | 04 |
| Dutta and Saride (2016) | 0–20 | 15.49–16.48 | 22.00–28.20 | 05 |
| Rangaswamy (2016) | 0–40 | 12.45–13.04 | 29.00–35.00 | 05 |
| Kolay and Ramesh (2016) | 0–50 | 12.75–13.44 | 30.02–35.40 | 06 |
| Saride and Dutta (2016) | 0–20 | 15.55–16.52 | 21.91–28.20 | 05 |
| Total number of data | | | | 117 |

mean error (RME) (shown as Table 6) where the RME was calculated by using Equation (7).

$$E(\%) = \text{ABS} \left(\frac{O_{\text{Pred}} - O_{\text{Exp}}}{O_{\text{Pred}}} \right) * 100 \quad (7)$$

where $E(\%)$ is the relative error, O_{Exp} is the experiment output and O_{Pred} is the output obtained by the models.

As shown in Figures 5–8, it is clear to observe that the comparative assessment indicated that all the developed models generally provided a good agreement with the experimental values. In addition, all the developed models were validated

using a total of 14 (Ji-ru and Xing 2002, Ramadas *et al.* 2010, Phanikumar and Suri 2013), 17 (Phanikumar 2009, Bin-Shafique *et al.* 2010, Sharma and Hymavathi 2016, Solanki and Hauk-Jegen 2016), 16 (Phanikumar and Suri 2013, Radhakrishnan *et al.* 2014, Buwa and Wayal 2016, Gohel *et al.* 2016) and 9 (Sezer *et al.* 2006, Mir and Sridharan 2013) data for the Atterberg limits (LL and PI), UCS, FS and compaction characteristics (MDD and OMC), respectively. Low total RME values were found between predicted values and experimental data for all the LL, PI, UCS, FS, MDD and OMC by approximately 2.6%, 3.8%, 6.5%, 8.1%, 1.3% and 1.8%, respectively (Table 6). These results revealed that all the proposed models have a good performance and can be used as a reliable tool for predicting the studied properties of FA-stabilised high plasticity clayey soils known as problematic soils. In fact, these problematic soils have been used as building materials for civil engineering projects over the past and particularly as subgrade soils for road pavements.

Furthermore, it should be noted that the validity of each model was determined by its ability to generalise its prediction beyond the training data. Also, each model must perform well when used it with unfamiliar new data within the range of the input parameters used in the training. Thus, the ability of all the proposed models must be validated by using new data obtained from other studies excluded from the training data in order to obtain best-fit models which can be used for predicting all the studied properties of FA-stabilised high plasticity clayey soils.

Moreover, the verification of the statistical significance of the elaborated models based on both F -test and t -test is very important. According to Montgomery and Runger (1999), the test for significance of regression determines whether a linear relationship exists between the response variable y and a subset of the regressor variables x_1, x_2, \dots, x_k . In addition, Davis (2002) reported that the F -test can be applied to verify the equality of the variances obtained from statistical sampling. However, Jafer *et al.* (2016) reported that the statistical significance indicates whether the studied independent variable contributes to the model or not, any independent variable with 'signif. value' more than (α) will not contribute to the model, but it plays an important role in the prediction process when its 'signif. value' is less than (α). A Type I error (α) of 0.05 was used for all tests. As shown in Table 6, the models along with their parameters were statistically tested basing on both F -test and t -test to observe their statistical significances. The obtained results showed that the signif. value of all the developed models is less than 0.05. This indicates that all the studied parameters significantly contribute to the constructed models

Table 5. A summary of the collected data for all the geotechnical properties used for developing best-fit models.

| Databases components | Geotechnical properties | | | | | |
|-----------------------------|-------------------------|-----------------|-----------------|----------------|---------------------------------|--------------|
| | Atterberg's limits | | UCS | FS | Compaction characteristics | |
| | LL | PI | | | MDD | OMC |
| Number of research projects | 29 | 29 | 20 | 17 | 19 | 19 |
| Number of stabilised soils | 39 | 39 | 25 | 22 | 28 | 28 |
| Number of data points | 187 | 187 | 218 | 118 | 117 | 117 |
| Parameters values ranges | 35–112 (%) | 12.30–72.23 (%) | 39–1514.9 (kPa) | 3.64–375.5 (%) | 11.7–17.16 (kN/m ³) | 16–40.85 (%) |
| Fly ash amount ranges (%) | 0–50 | 0–50 | 0–50 | 0–50 | 0–50 | 0–50 |
| Curing time ranges (days) | – | – | 0–90 | – | – | – |

Table 6. A summary of the obtained best-fit models and their characteristics.

| Geotechnical properties | | Equations | Models parameters | Equations N° | t-test results | R ² | Signif. | F value | P _r | Signif. |
|----------------------------|-----|---|-------------------|--------------|--|----------------|---------|---------|----------------|---------|
| Atterberg's limits | LL | $LL = \frac{LL_0}{(1 + \sqrt{a*FA})}$ | a = 0.00133 | (1) | Std. Err. = .0001082 t value = 12.27 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .001114 | 0.92 | Yes | 2330.9 | 0.000 | Yes |
| | PI | $IP = \frac{IP_0}{(1 + \sqrt{a*FA})}$ | a = 0.00376 | (2) | Std. Err. = .002189 t value = 13.71 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .001541 | 0.83 | Yes | 936.6 | 0.000 | Yes |
| Strength | UCS | $UCS = \frac{UCS_0}{[1 + \ln(a*FA + 1)]^{-[\log_{10}(b*t+1)+1]}}$ | a = 0.114 | (3) | Std. Err. = .015133 t value = 7.55 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .025693 | 0.84 | Yes | 128.9 | 0.000 | Yes |
| | | | b = 0.278 | | Std. Err. = .087201 t value = 3.18 P > t =0.002 [95% Conf. Interval] .084398 | | | | | |
| Swelling | FS | $FSI = FSI_0 * e^{a*FA}$ | a = -0.022 | (4) | Std. Err. = .000991 t value = -22.68 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] .449547 | 0.97 | Yes | 7410.3 | 0.000 | Yes |
| Compaction characteristics | MDD | $MDD = \frac{1}{(1 + a*FA)} * MDD_0$ | a = 0.00263 | (5) | Std. Err. = .0002498 t value = 10.52 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] -.02443 | 0.87 | Yes | 821.2 | 0.000 | Yes |
| | OMC | $OMC = (1 + a*FA) * OMC_0$ | a = 0.00386 | (6) | Std. Err. = .0005499 t value = 7.03 P > t =0.000 [95% Conf. Interval] -.02050 | 0.86 | Yes | 729.5 | 0.000 | Yes |

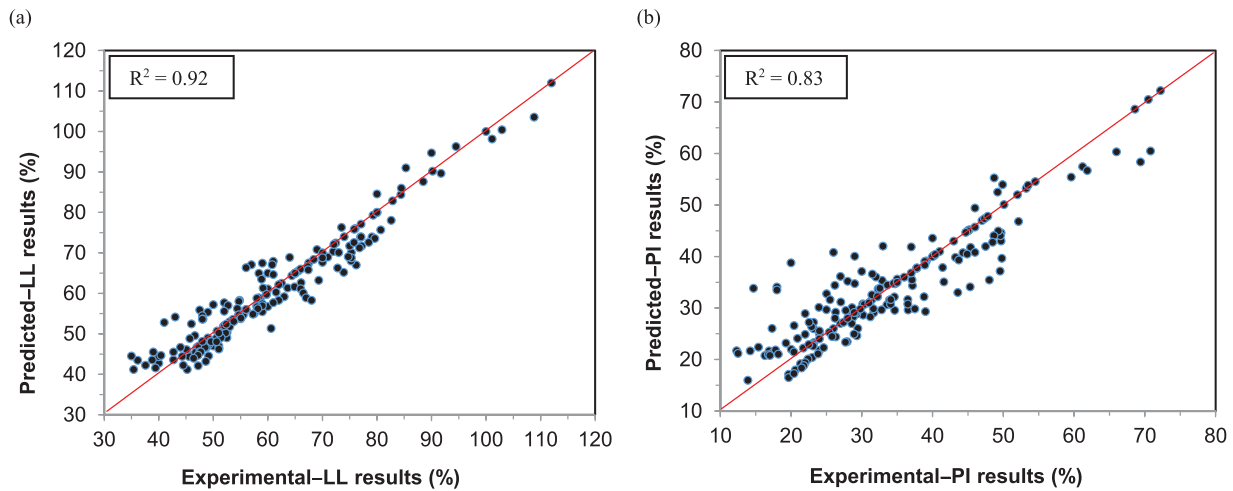


Figure 1. Regression values of LL and PI of all collected data of FA-stabilised clayey soils of high plasticity (a) regression values for developing a LL-model, (b) regression values for developing a PI-model.

and the parameters of the models are sufficient to predict the (LL, IP, FS, MDD and OMC) from both (LL_0 , IP_0 , FS_0 , MDD_0 and OMC_0 , respectively) and FA, and UCS from UCS_0 , t and FA.

Parametric analysis

In this section, several published results of geotechnical properties of FA-stabilised clayey soils are compared with the same properties predicted from developed models. This parametric analysis was also carried out in order to check the ability of these models for evaluating the effect of FA on PI, LL, UCS, FS, OMC and MDD of stabilised high plasticity clayey soils.

Effect of fly ash (FA) on liquid limit (LL) and plasticity index (PI)

Figure 9 plots the equations (1) and (2) (Table 6) as results of the changes in the PI of clayey soils by increasing FA content. The parametric analysis given in Figure 9 was based on three

types of fine-grained soils with different values of LL_0 (50%, 80% and 120%) and PI_0 (30%, 50% and 70%), respectively by taking into account the variation of FA content (0–50%).

According to the literature, the addition of FA as an additive to clayey soils improved their workability due to the significant reduction in the PI value of stabilised clayey soils (e.g. Milburn and Parsons 2004, Degirmenci *et al.* 2007, Hakari and Puranik 2012, Florez-Gongora *et al.* 2016, Dissanayake *et al.* 2017). Based on results predicted by LL- and PI-models, it is clear to observe that both the LL and PI decreased with increasing FA content. For example, for a clayey soil classified as CH clay class, the LL-model predicts that the LL can decrease from 50% to 45.9% and 44% with the addition of 6% and 14% FA, respectively. This corresponds to reductions of 8.2% and 12% in LL values when using 6% and 14% FA, respectively (Figure 9(a)). However, for the same clay class, better decreases in PI values from 30% to 26.1% and 24.4% respectively with the addition of 6% and 14% FA were predicted by PI-model. This corresponds to reductions of 13.1% and 18.7% in PI values

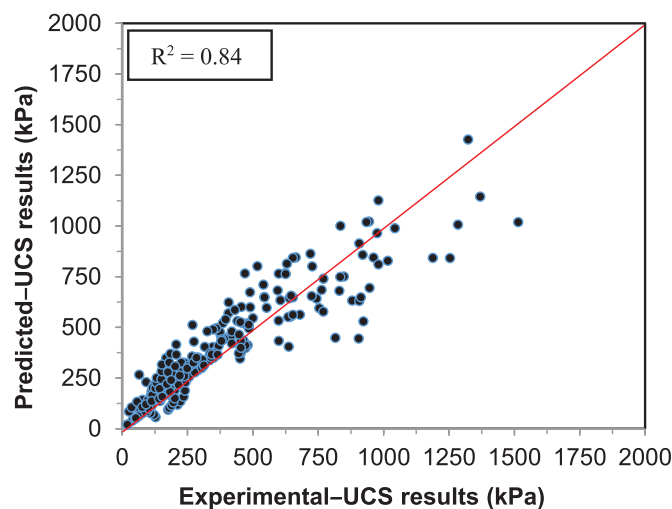


Figure 2. Regression values of UCS of all collected data of fly ash-stabilised clayey soils of high plasticity.

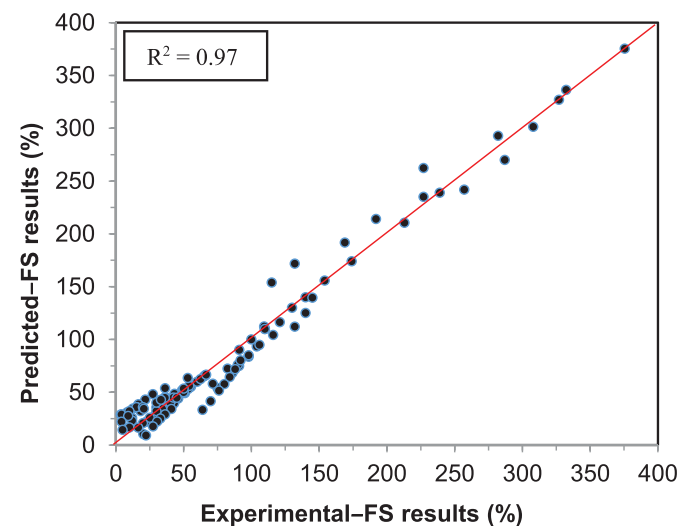


Figure 3. Regression values of FS of all collected data of FA-stabilised clayey soils of high plasticity.

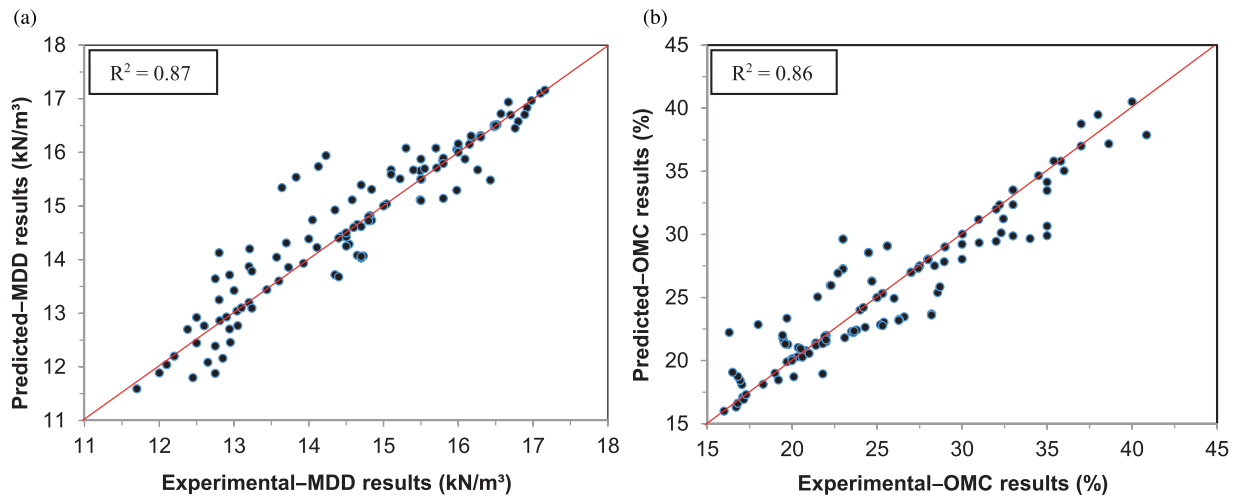


Figure 4. Regression values of MDD and OMC of all collected data of FA-stabilised clayey soils of high plasticity (a) regression values for developing an MDD-model, (b) regression values for developing an OMC-model.

when using 6% and 14% FA, respectively (Figure 9(b)). On the one hand, according to Mohanty *et al.* (2016), this behaviour can be attributed to the non-plastic nature of FA with low water holding capacity as compared to that of high plasticity clays. For this reason, the water holding capacity of blended samples is gradually decreased when increasing FA content. On the other hand, it has been reported that the addition of FA to the soil, the FA particles will absorb high water contents and start hydration. This process would release metallic ions into the pores fluid and increase the electrical conductivity of FA-soil-water system (Kang 2015).

From the example above, it is quite clear to observe that the sensitivity of the PI reduction to the FA content is more pronounced with the low FA content than with the high FA content. A similar behaviour was observed by several researchers when compared their experimental results to predicted values from PI-model. For example, Maneli *et al.* (2016) have reported that the PI of clayey soil classified as CH clay decreased from 28% to 23.9% and 22.9% when using 6% and 14% FA, respectively. This reflected that the PI values reduced

by 14.6% and 18.1%, respectively when using the same FA contents. The same trend was reported by several researchers (e.g. Ouf 2001, Phani Kumar and Sharma 2004, Zha *et al.* 2008, Krishna Reddy 2009, Mohanty *et al.* 2016).

Effect of fly ash (FA) on unconfined compressive strength (UCS)

The results of UCS gain with respect to the curing time are shown in Figure 10 which was obtained by plotting the equation (3) given in Table 6. The parametric analysis was based on different values of UCS_0 (50, 100, 150 and 200 kPa) and curing time (0, 7 and 28 days) where the FA amount was taken with the range (0–50%). It is known that the addition of FA as an additive to clayey soils improved their strength which can be reflected by the significant increase in UCS values of stabilised clayey soils (e.g. Wattanasanticharoen 2000, Bin-Shafique *et al.* 2010). Based on results predicted by UCS-model, it is obvious to see that the UCS increased with increasing FA content and curing time. For example, for a soft soil

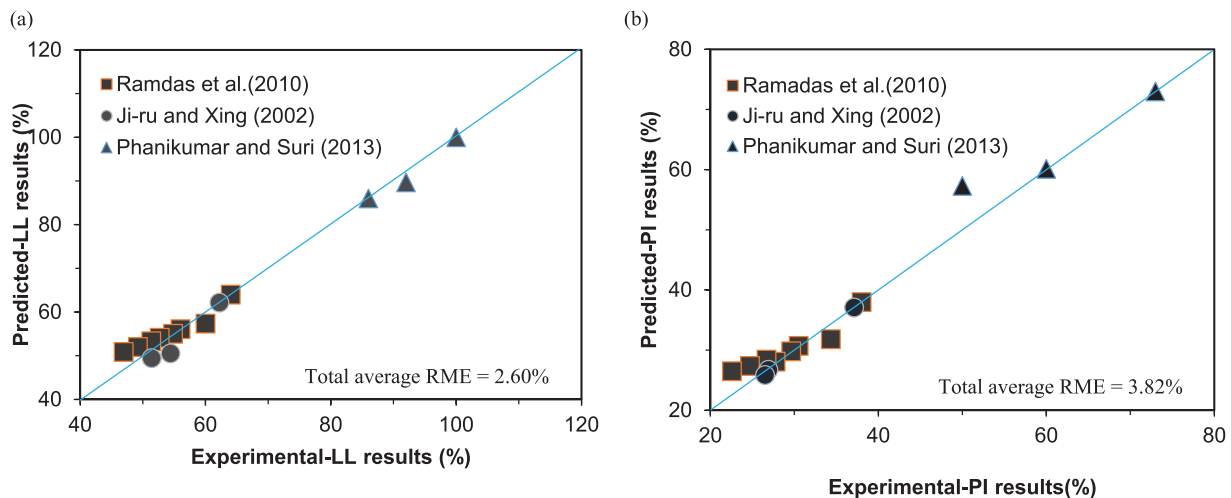


Figure 5. Total average RME between experimental data and predicted values of Atterberg's limits of FA-stabilised clayey soils using results extracted from several research studies (a) liquid limit and (b) plasticity index.

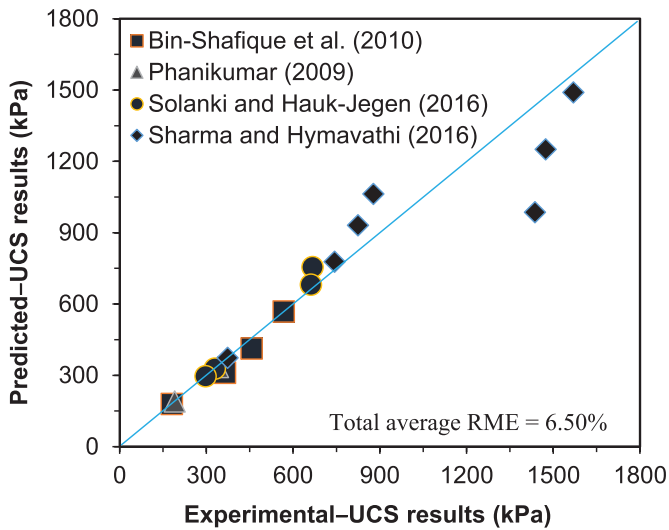


Figure 6. Total average RME between experimental data and predicted values of UCS of FA-stabilised clayey soils using results extracted from several research studies.

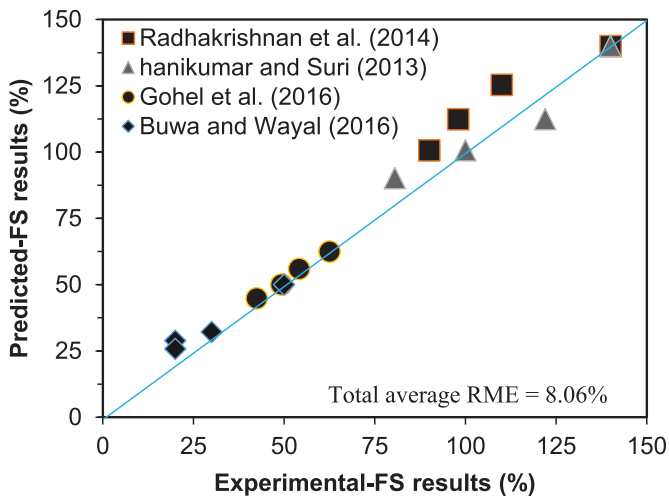


Figure 7. Total average RME between experimental data and predicted values of FS of FA-stabilised clayey soils using results extracted from several research studies.

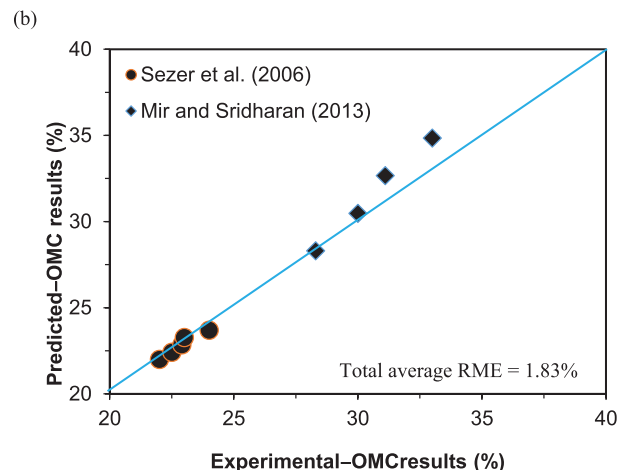
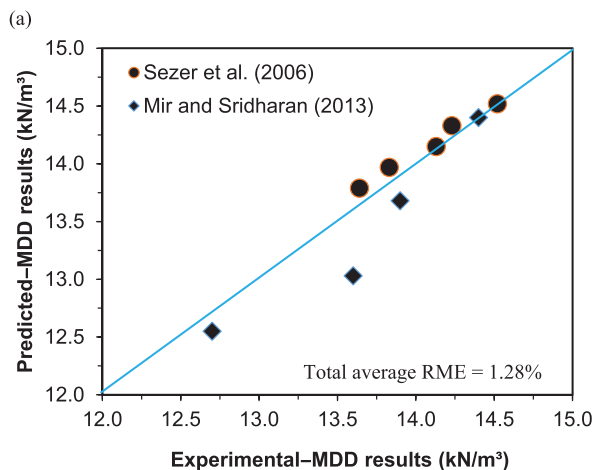


Figure 8. Total average RME between experimental data and predicted values of compaction characteristics of FA-stabilised clayey soils using results extracted from several research studies (a) maximum dry density and (b) optimum moisture content.

(UCS = 50 kPa) and for 90 days curing time, the UCS-model predicts an increase of 686% in the UCS value when using 25% FA as an additive (Figure 10(a)). However, for a high soil strength (UCS = 200 kPa) and for 28 days curing time, the UCS-model predicts increases of 86%, 300% and 425% in UCS values when using 4%, 16% and 25% FA, respectively (Figure 10(d)).

For comparison, it is clear to observe that the gain in strength due to the addition of FA is quite less than that due to the curing time. In all cases, it should be noted that the highest strength for all percentages of FA was observed for a longer curing period. According to Sivapullaiah (2013), the increase in strength can be explained by the bonding of soil particles together due to the formation of cementing agents by the addition of FA to the soil in the presence of water. In addition, the high increase in strength with time depends on the reactivity of FA and its pozzolanic activity (mainly depends on the reactive silica and also the free lime present in the FA) (Sezer *et al.* 2006, Sharma and Hymavathi 2016). On the other hand, it has been demonstrated that the pH parameter can be used as an indicator to track the pozzolanic reactions process with curing time (Gadouri *et al.* 2017d) and consequently the development of soil strength with curing time as the mechanism of reaction between lime and clay particles (Al-Taie *et al.* 2016). In fact, according to Al-Taie *et al.* (2016), two opposite processes can be observed during lime-clay particles reaction. The first process is the ionisation of lime in contact with water to produce OH^- ions which raise the pH concentration of the environment. As a second process, the dissolution of silica (due to high pH value) reduces the content of OH^- ions and consequently the decline in the pH concentration of the environment. Also, the speed of lime dissolution is high up to 7 days and then decreases after this curing time. All the same, the pH concentration decreases because the consumption of OH^- ions during silica dissolution is always very higher as compared to the supply of OH^- ions during lime dissolution. This decrease can be higher during the period between 7 and 28 days. This behaviour shows that the enhancement of soil properties will depend on the pH value after the reduction. If the value of the pH after the reduction is about or higher

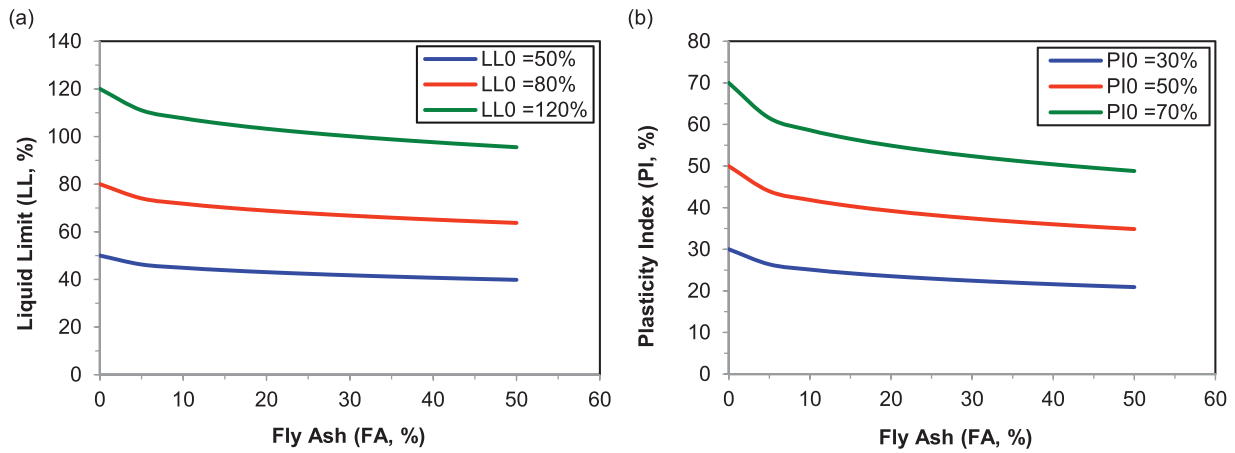


Figure 9. Empirical models present the effect of FA on Atterberg’s limits of stabilised clayey soils based on equations (1) and (2) in Table 6 (a) liquid limit and (b) plasticity index.

than 12.3 or 12.4, the long term reactions will continue and consequently, the improvement in soil properties will also continue.

Similar observations were reported by several researchers when compared their experimental results to predicted values from UCS-model. For example, Athanasopoulou and Kollaros (2016) have reported that the UCS of soft clayey soil classified

as CH clay increased from 80 to 685 kPa when using 25% FA after 90 days curing time. This reflected that the UCS value increased by 756% with the same FA content. Furthermore, after a curing for 28 days, the UCS of clayey soil classified as CH clay increased from 295.5 up to 555 kPa (Ouf 2001), from 295 up to 1075 kPa (Parsons and Milburn 2003) and from 444 up to 1993 kPa (Nicholson *et al.* 1994) when using

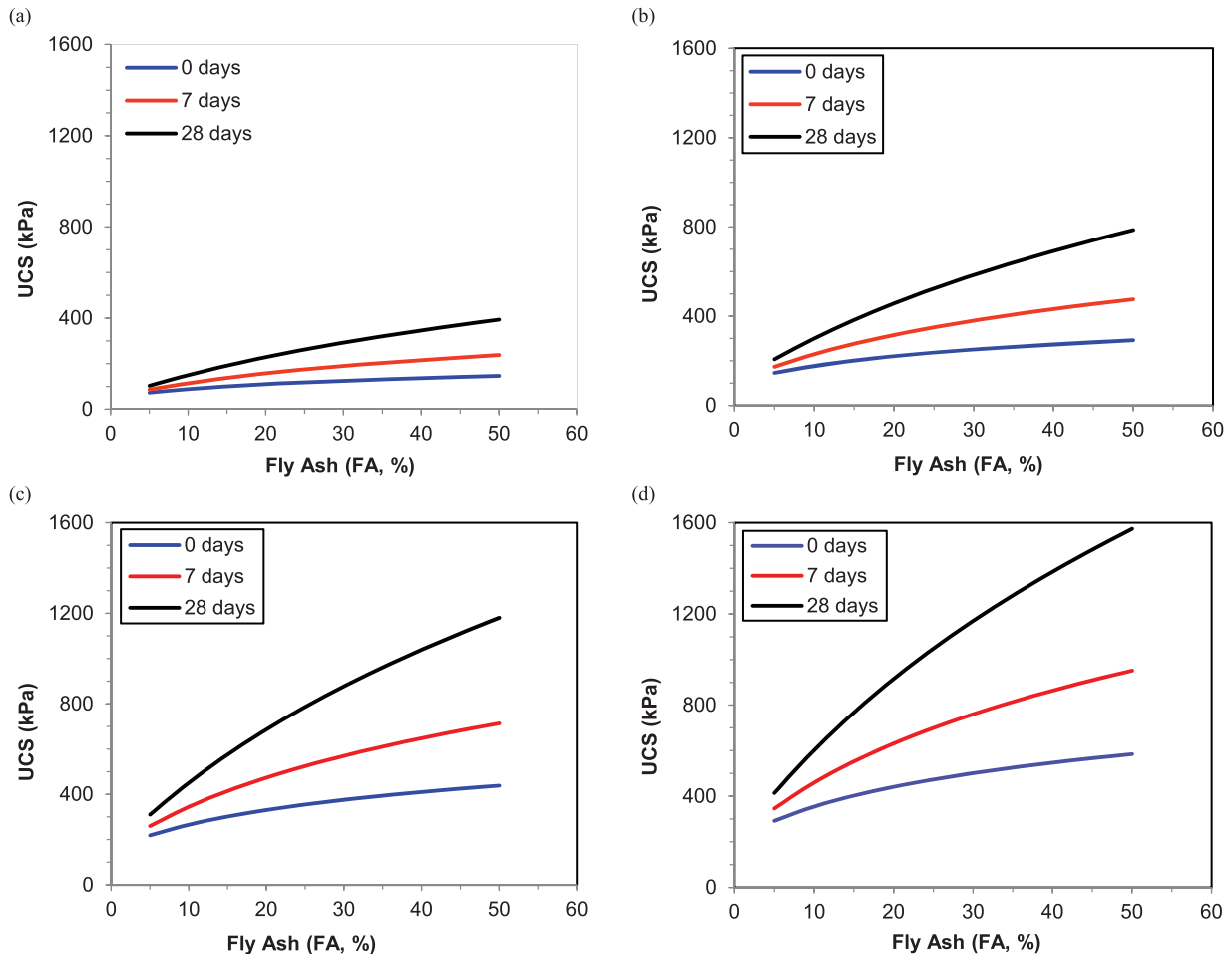


Figure 10. Empirical model presents the effect of FA on UCS of stabilised clayey soils for different curing periods (a) for UCS₀ = 50 kPa, (b) for UCS₀ = 100 kPa, (c) for UCS₀ = 150 kPa and (d) for UCS₀ = 200 kPa.

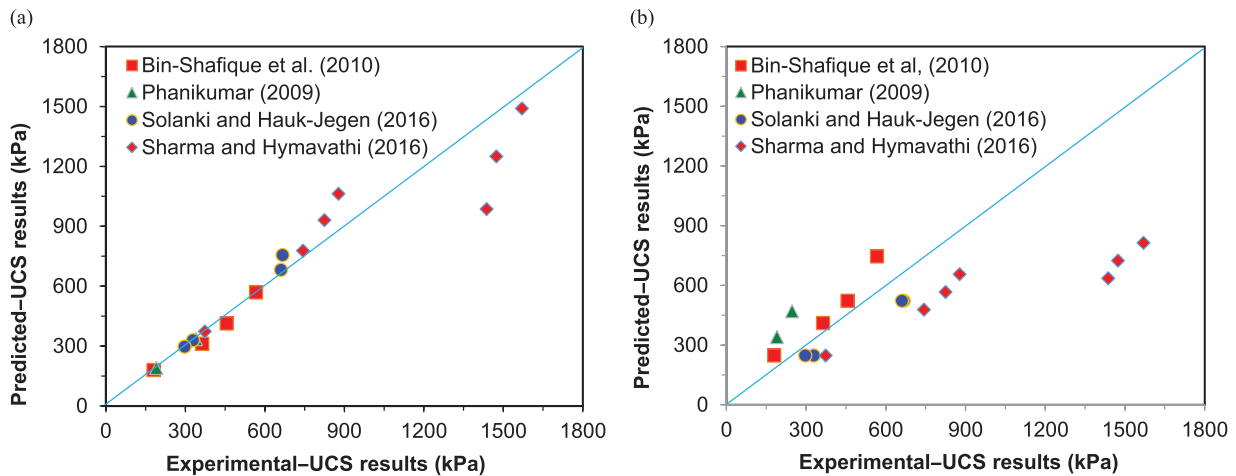


Figure 11. Comparison study between UCS-model developed in this work and that suggested by Sezer *et al.* (2006) based on the same results published by Bin-Shafique *et al.* (2010), Phanikumar (2009), Solanki and Hauk-Jegen (2016) and Sharma and Hymavathi (2016) (a) UCS-model developed in this paper and (b) model proposed by Sezer *et al.* (2006).

4%, 16% and 25% FA, respectively. The above results revealed that the UCS values increased by 88%, 264% and 349% respectively with 4%, 16% and 25% FA. Several researchers have found the same trend (e.g. Indraratna 1996, Butalia *et al.* 2006, Hussey *et al.* 2010, Rao and Subbarao 2012, Indrani Parimala *et al.* 2017).

On the other hand, Figure 11 presents a comparison study between UCS-model developed in this work and that suggested by Sezer *et al.* (2006) based on the same results published by Bin-Shafique *et al.* (2010), Phanikumar (2009), Solanki and Hauk-Jegen (2016) and Sharma and Hymavathi (2016). It is quite clear to observe that the most of the published results (Phanikumar 2009, Bin-Shafique *et al.* 2010, Sharma and Hymavathi 2016, Solanki and Hauk-Jegen 2016) plotted in the UCS-model (Figure 11(a)) are almost near the line of equality compared to those plotted in the model suggested by Sezer *et al.* (2006) (Figure 11(b)). This reflected that the developed UCS-model (in this work) is accurate enough to be used as a simple tool to approximate the UCS of FA-stabilised high

plasticity clayey soils as compared to precision made by that suggested by Sezer *et al.* (2006).

Effect of fly ash (FA) on free swell (FS)

Figure 12 illustrates a parametric analysis performed to verify the model's ability, and for assessing the influence of FA on the FS of stabilised clayey soils by plotting the equation (4) given in Table 6. For this purpose, three expansive soils were proposed where the FS_0 of untreated clayey soils being 50%, 100% and 200% and were classified as medium, high and very high expansive clayey soils, respectively. The effect of FA was evaluated by using 5%, 10%, 15%, 20% and 25%.

The FS values significantly decreased with increasing FA content as predicted results obtained from FS-model. For example, the FS-model predicts that the FS of clayey soil classified as CH clay class can decrease from 350% to 313.5% and 251.6% with the addition of 5% and 15% FA, respectively. This corresponds to reductions of 10.4% and 28.1% in FS values when using the same contents of FA (Figure 12).

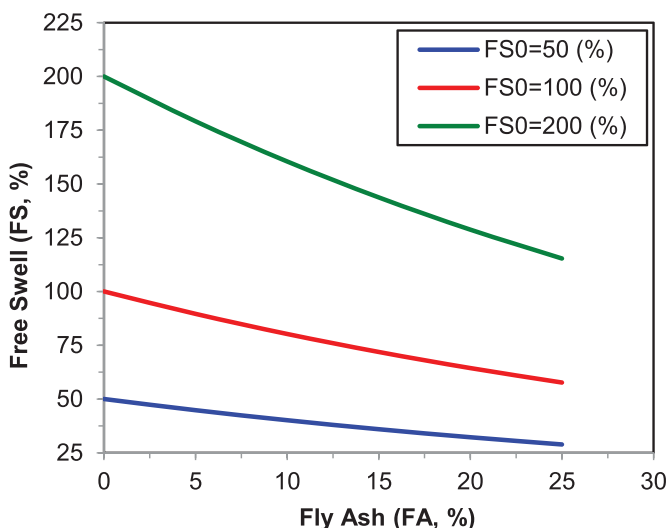


Figure 12. Empirical model presents the effect of FA on the FS of stabilised clayey soils based on the equation (4) in Table 6.

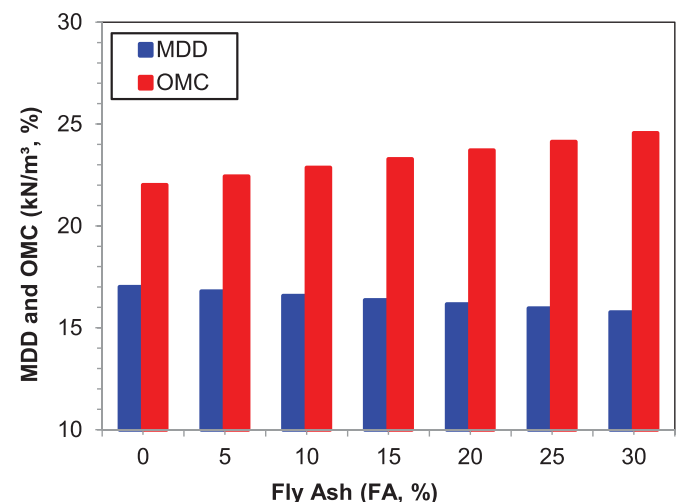


Figure 13. Empirical models present the effect of FA on both MDD and OMC of stabilised clayey soils based on equations (5) and (6) in Table 6.

The application of FA to expansive soils decreased the swelling pressure in three ways: FA contains some calcium ions that reduced the surface charge of the clay particles (Zha *et al.* 2008, Zumrawi and Mohammed 2016), FA acts as a mechanical stabiliser by replacing some of the volume held by clay particles, and FA bonds the soil particles together (Zumrawi and Mohammed 2016). Similar results were found by several researchers as compared to those predicted by the proposed FS-model. For example, Indiramma and Sudharani (2017) have found that the FS of clayey soil classified as CH clay decreased from 377% to 320% and 280% when using 5% and 15% FA, respectively. This reflected that the FS values decreased by 15.1% and 25.7%, respectively with the same FA contents. Several researchers have reported the same behaviours (e.g. Kate 2005, Ramadas *et al.* 2010, Kalyanshetti and Thalange 2013, Mohanty *et al.* 2016).

Effect of fly ash (FA) on compaction characteristics (OMC and MDD)

Figure 13 illustrates a parametric analysis performed to verify the model's capacity, and to evaluate the effect of FA on compaction properties of stabilised clayey soils by plotting the equations (5) and (6) given in Table 6. For this purpose, the compaction characteristics of unstabilised clayey soil are $MDD_0 = 17 \text{ kN/m}^3$ and $OMC_0 = 22\%$ and different FA contents (5%, 10%, 15%, 20%, 25% and 30%) were considered for assessing their effect on them.

According to the literature, the OMC increased and MDD decreased as the FA content increased (e.g. Adu-Gyamfi 2006, Akbulut and Arasan 2010, Senol 2012, Kolay and Ramesh 2016). It is obvious to observe that there are an increase in OMC and a decrease in MDD values with increasing FA content as results predicted by MDD- and OMC-models, respectively (Figure 13). For example, the MDD-model predicts that the MDD of CH clay class can decrease from 17 kN/m^3 to only 16.4 kN/m^3 with the addition of 15% FA. This corresponds to a reduction of 3.8% in the MDD value when using 15% FA. However, the OMC-model predicts that the OMC of the same clay class can increase from 22% to 23.3% with the same FA addition. This corresponds to an increase of 5.77% in the OMC value when using 15% FA. The decrease in MDD can be related to the lower specific gravity of the FA as compared to that of the untreated soil (Sezer *et al.* 2006, Vukićević *et al.* 2015, Mohanty *et al.* 2016, Sharma and Hymavathi 2016). The increase in OMC was due to the higher OMC of the FA compared with that of the untreated soil (Rangaswamy 2016, Sharma and Hymavathi 2016).

It should be noted that the sensitivity of the change in compaction characteristics to the FA effect was more pronounced with the OMC than with the MDD. Similar behaviour was found by several investigators when compared their experimental results to those predicted by the proposed MDD- and OMC-models. Degirmenci *et al.* (2007), Mohanty *et al.* (2016) and Mollamahmutoglu *et al.* (2009) have found that the MDD of clayey soil classified as CH clay decreased from 14, 17.8 and 15.8 kN/m^3 to 13.5, 17 and 15.4 kN/m^3 , respectively when using 15% FA. This reflected that the MDD values reduced by 3.8%, 4.5% and 2.41% when adding the same FA

content. However, Binal (2016) has reported that the OMC of clayey soil classified as CH clay increased from 30% to 32.5% when using 15% FA. This reflected that the OMC values increased by 7.8% when using the same FA content. Similar behaviours were reported by several researchers (e.g. Misra 2000, Lin and Cerato 2012).

Conclusions

This work was undertaken in order to develop best-fit models for predicting the main physico-mechanical properties (PI, LL, UCS, FS, OMC and MDD) of FA-stabilised clayey soils (CH clay class). Based on obtained results, the following conclusions can be drawn:

- It was verified that all the proposed models were successfully trained and validated where the obtained results showed that the statistical analysis of geotechnical data is one of the most suitable techniques for developing new statistical models which can present the best understanding of problematic soils behaviour.
- The results obtained from *F*-test and *t*-test showed that the signif. value of all the developed models is $\alpha < 0.05$ which indicates that all the studied parameters significantly contribute to the constructed models and leads to the better prediction of the studied geotechnical properties.
- The suggested models allowed to evaluate the different complex behaviours of FA-stabilised clayey soils, in particular sensitivity to the presence of water (PI), resistance (UCS), expansion (FS) and compaction characteristics (MDD and OMC).
- The comparison study between predicted values and experimental data indicated that the constructed models can be reasonably applied to explain the effect of FA on the geotechnical properties of clayey soils, and to design new mixtures without making experimental studies.
- All the coefficient of correlations and the validation studies showed a better accurate of all the constructed models for predicting the studied geotechnical properties (PI, LL, UCS, FS, OMC and MDD).
- It is highly recommended to use the obtained equations (given in Table 6) in practices of civil engineering projects such as roadway subgrades, road embankments, trench backfills, landfill liners and earth dams.
- It is suggested as a perspective to develop predictive models for the rest of the properties (e.g. shear strength, California bearing ratio (CBR), compressibility, etc.) of FA-stabilised problematic soils with and without sulphates, and by using other mineral additives such as cement, lime, slag and natural pozzolana.

Disclosure statement

No potential conflict of interest was reported by the authors.

ORCID

Hamid Gadouri  <http://orcid.org/0000-0002-0753-3569>

References

- Adu-Gyamfi, K., 2006. *A generalized theory for fly ash modified soils. Thesis (PhD)*. Ohio University.
- Afès, M. and Didier, G., 2000. Stabilization of expansive soils: the case of clay in the area of Mila (Algeria). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 59 (1), 75–83.
- Akbulut, S. and Arasan, S., 2010. The variations of cation exchange capacity, pH, and zeta potential in expansive soils treated by additives. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, 1 (2), 139–154.
- Al-Swaidani, A., Hammoud, I., and 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-Taie, A., et al., 2016. Impact of curing on behaviour of basaltic expansive clay. *Road Materials and Pavement Design*, 1–22. doi:10.1080/14680629.2016.1267660.
- Arulrajah, A., et al., 2016. Spent coffee grounds–fly ash geopolymer used as an embankment structural fill material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (5), 04015197.
- Asgari, M.R., Dezfuli, A.B., and Bayat, M., 2015. Experimental study on stabilization of a low plasticity clayey soil with cement/lime. *Arabian Journal of Geosciences*, 8 (3), 1439–1452.
- ASTM C593-06., 2011. *Standard specification for fly ash and other pozzolans for use with lime for soil stabilization*. West Conshohocken, PA: ASTM – American Society for Testing and Materials.
- ASTM C618-17., 2017. *Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete*. West Conshohocken, PA: ASTM – American Society for Testing and Materials.
- Aswani, K., 2009. *A comparison of the impacts of tap and saline water on some important engineering properties of virgin and fly ash mixed swelling Soil. Thesis (PhD)*. National Institute of Technology, Rourkela.
- Athanasopoulou, A. and Kollaros, G., 2011. Use of additives to improve the engineering properties of swelling soils in Thrace, Northern Greece. *WIT Transactions on Engineering Sciences*, 1, 327–338.
- Athanasopoulou, A. and Kollaros, G., 2016. Improvement of soil engineering characteristics using lime and fly ash. *European Scientific Journal*, 12 (10), 132–141.
- Bagherpour, I. and Choobasti, A.J., 2003. Stabilization of fine-grained soils by adding micro silica and lime or micro silica and cement. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 8, 1–10.
- Beckham, T.L. and Hopkins, T.C., 1997. *Stabilization of an airport sub-grade using hydrated lime and fly ash*. Research Report. Lexington: Kentucky Transportation Center College of Engineering University of Kentucky, KTC-97-20.
- Bell, F.G., 1993. An examination of the use of lime and pulverized fly ash to stabilize clay materials. *Bulletin of Association Engineering Geologists*, 30 (4), 469–479.
- Binal, A., 2016. The effects of high alkaline fly ash on strength behaviour of a cohesive soil. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2016, 1–11. doi:10.1155/2016/3048716.
- Binal, A., Bas, B., and Karamut, O.R., 2016. Improvement of the strength of Ankara clay with self-cementing high alkaline fly ash. *Procedia Engineering*, 161, 374–379.
- Bin-Shafique, S., et al., 2010. The long-term performance of two fly ash stabilized fine-grained soil subbases. *Resources, Conservation and Recycling*, 54 (10), 666–672.
- Broms, B. and Boman, P., 1979. Lime columns-a new foundation method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 14543 (105), 539–556.
- Budi, G.S., Cristanto, A., and Setiawan, E., 2004. Pengaruh fly ash terhadap sifat pengembangan tanah ekspansif. *Civil Engineering Dimension*, 5 (1), 20–24.
- Butalia, T.S., et al., 2006. *Full scale testing of coal combustion product (CCP) pavement sections subjected to repeated wheel loads*. Department of Civil and Environmental Engineering and Geodetic Science, The Ohio State University, DOE Award Number: DE-FC26-08FT40028.
- Buwa, V. and Wayal, A.S., 2016. Use of fly ash and lime for stabilization of soft soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21 (18), 6235–6246.
- David, F., 2007. *Essentials of soil mechanics and foundations basic geotechnics*. Upper Saddle River: Pearson Education.
- Davis, J.C., 2002. *Statistics and data analysis in geology*. New York: Wiley.
- Degirmenci, N., Okucu, A., and Turabi, A., 2007. Application of phosphogypsum in soil stabilization. *Building and Environment*, 42 (9), 3393–3398.
- Dissanayake, T.B.C.H., Senanayake, S.M.C.U., and Nasvi, M.C.M., 2017. Comparison of the stabilization behavior of fly ash and bottom ash treated expansive soil. *Engineer: Journal of the Institution of Engineers, Sri Lanka*, 50 (1), 11–19.
- Dutta, T.T. and Saride, S., 2016. Dynamic properties of moderately expansive soil stabilized with class C fly ash. In *Geo-Chicago*, 949–958. doi:10.1061/9780784480144.094.
- Şenol, A., 2012. Effect of fly ash and polypropylene fibers content on the soft soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71 (2), 379–387.
- Eqyaabal, M.Z. and Ambica, A., 2015. Construction of a road in the black cotton soil using fly ash. *Indian Journal of Science and Technology*, 8 (32), 1–5.
- Eskioglu, P. and Oikonomou, N., 2008. Protection of environment by the use of fly ash in road construction. *Global NEST Journal*, 10 (1), 108–113.
- Florez-Gongora, C.H., et al., 2016. Estabilización química de suelos expansivos de San José de Cúcuta (Colombia) usando cenizas volantes. *Respuestas*, 13 (2), 19–31.
- Fredlund, D.G. and Xing, A., 1994. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31 (4), 521–532.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2015. Effects of sodium sulfate on clayey soils improved by cementitious additions. In: *13th Arab Structural Engineering Conference University of BLIDA*, 1 December 13–15, Algeria.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2016a. Effects of Na₂SO₄ on the geotechnical properties of clayey soils stabilised with mineral additives. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 11 (5), 500–512.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2016b. Assessment of sulphates effect on the classification of soil–lime–natural pozzolana mixtures based on the Unified Soil Classification System (USCS). *International Journal of Geotechnical Engineering*, 12 (3), 293–301. doi:10.1080/19386362.2016.1275429.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017a. Effect of calcium sulphate on the geotechnical properties of stabilized clayey soils. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 61 (2), 256–272.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017b. A comparison study between CaSO₄·2H₂O and Na₂SO₄ effects on geotechnical properties of clayey soils stabilised with mineral additives to recommend adequate mixtures as materials for road pavements. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–22. doi:10.1080/19386362.2017.1320850.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017c. Effect of sodium sulphate on the shear strength of clayey soils stabilised with additives. *Arabian Journal of Geosciences*, 10 (10), 218–235. doi:10.1007/s12517-017-3016-y.
- Gadouri, H., Harichane, K., and Ghrici, M., 2017d. Assessment of sulphates effect on pH and pozzolanic reactions of soil–lime–natural pozzolana mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*, 224, 1–14. doi:10.1080/10298436.2017.1337119.
- George, S.Z., Ponniah, D.A., and Little, J.A., 1992. Effect of temperature on lime-soil stabilization. *Construction and Building Materials*, 6 (4), 247–252.
- Ghrici, M., Kenai, S., and Said-Mansour, M., 2007. Mechanical properties and durability of mortar and concrete containing natural pozzolana and limestone blended cements. *Cement and Concrete Composites*, 29 (7), 542–549.
- Gohel, D.R., Jayaswal, S.P., and Masne, N.S., 2016. Stabilization of Black cotton soil by using Fly ash and Lime. *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research (IJMTER)*, 3 (4), 229–241.
- Hakan, G.N., 2010. Influence of Afşin-Elbistan highly limy fly ash on engineering behavior of a cohesive soil. *Scientific Research and Essays*, 5 (11), 1307–1316.
- Hakari, U.D., 2010. *Geotechnical characteristics of Hubli-Dharwar black cotton soils mixed with fly ash: an experimental evaluation*. Indian Geotechnical Conference–2010, GEO trendz, IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay, 441–444.

- Hakari, U.D. and Puranik, S.C., 2012. Stabilisation of black cotton soils using fly ash, Hubballi-Dharwad municipal corporation area, Karnataka, India. *Global Journal of Research in Engineering*, 12 (2), 20–29.
- Hardaha, R.P., Agrawal, M.L., and Agrawal, A., 2015. Study about swelling behaviour of Black cotton soil with fly ash. *International Journal of Science and Research*, 4 (12). Available from: <https://www.ijsr.net/archive/v4i12/NOV152323.pdf>.
- Harichane, K., et al., 2010. Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the durability of clayey soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15, 1194–1210.
- Harichane, K., Ghrici, M., and Kenai, S., 2011. Effect of curing period on shear strength of cohesive soils stabilized with combination of lime and natural pozzolana. *International Journal of Civil Engineering*, 9 (2), 90–96.
- Harichane, K., Ghrici, M., and 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., and Kenai, S., 2017. Stabilization of Algerian clayey soils with natural Pozzolana and lime. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62 (1), 1–10. doi:10.3311/PPci.9229.
- Hensley, T.T., Jensen, W.G., and Berryman, C.W., 2007. *Pozzolan stabilized subgrades*. Nebraska Department of Roads Research Project SPR-1 (06) 578, Construction Management Program, University of Nebraska.
- Hossain, K.M.A., Lachemi, M., and Easa, S., 2007. Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua New Guinea. *Resources, Conservation and Recycling*, 51 (4), 711–731.
- Hoyos, L.R., Laikram, A., and Puppala, A., 2006. Behavior of chemically stabilized sulfate-rich expansive clay under quick-aging environment. *Ground Modification and Seismic Mitigation*, 89–96. doi:10.1061/40864(196)13.
- Hussey, N.L., et al., 2010. An assessment of soil parameters governing soil strength increases with chemical additives. *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design*, 2702–2711. doi:10.1061/41095(365)274.
- Indiramma, P. and Sudharani, C.H., 2017. Scanning electron microscope analysis of fly ash, quarry dust stabilized soil. In *International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology*, 284–296. doi:10.1007/978-3-319-61902-6_22.
- Indrani Parimala, B., et al., 2017. Stabilization of expansive soil using fly ash and lime. *International Journal of Current Engineering and Scientific Research (IJCESR)*, 4 (2), 5–10.
- Indraratna, B., 1996. Utilization of lime, slag and fly ash for improvement of a colluvial soil in New South Wales, Australia. *Geotechnical & Geological Engineering*, 14 (3), 169–191.
- Jafer, H.M., et al., 2016. A statistical model for the geotechnical parameters of cement-stabilised High town's soft soil: a case study of Liverpool, UK. *World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 10 (7), 916–921.
- Ji-ru, Z. and Xing, C., 2002. Stabilization of expansive soil by lime and fly ash. *Journal of Wuhan University of Technology, Materials Science Edition*, 17 (4), 73–77.
- Jyothirmayi, K.H., Gnanananda, T., and Suresh, K., 2015. Prediction of compaction characteristics of soil using plastic limit. *International Journal of Research in Engineering and Technology (IJSRET)*, 04 (6), 253–256.
- Kalkan, E., 2009. Influence of silica fume on the desiccation cracks of compacted clayey soils. *Applied Clay Science*, 43 (3–4), 296–302.
- Kalyanshetti, M.G. and Thalange, S.B., 2013. Effect of fly ash on the properties of expansive soil. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 4 (5), 37–40.
- Kang, X., 2015. *Mechanical characteristics of organically modified fly ash-kaolinite mixtures*. Thesis (PhD). Missouri University of Science and Technology, 2449. Available from: http://scholarsmine.mst.edu/doctoral_dissertations/2449.
- Kate, J.M., 2005. Strength and volume change behavior of expansive soils treated with fly ash. *Innovations in Grouting and Soil Improvement*, 1–15. doi:10.1061/40783(162)19.
- Keshav, L. and Mangaiarkarasi, V., 2012. Effect of fly ash on an expansive soil for flexible pavement design. *International Journal of Engineering and Innovative Technology (IJEIT)*, 2 (3), 275–281.
- Khemissa, M. and Mahamedi, A., 2014. Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay. *Applied Clay Science*, 95, 104–110.
- Kinuthia, J.M., Wild, S., and Jones, G.I., 1999. Effects of monovalent and divalent metal sulphates on consistency and compaction of lime-stabilised kaolinite. *Applied Clay Science*, 14 (1–3), 27–45.
- Kolay, P.K. and Ramesh, K.C., 2016. 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.
- Kolias, S., Kasselouri-Rigopoulou, V., and Karahalios, A., 2005. Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement. *Cement and Concrete Composites*, 27 (2), 301–313.
- Krishna Reddy, K., 2009. Rutting resistance of pavements on fly ash-lime stabilized expansive subgrade. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 3 (1), 147–152.
- Le Borgne, T., 2010. *Effects of potential deleterious chemical compounds on soil stabilization*. Thesis (PhD). Nancy-Université, French.
- Lin, B. and Cerato, A.B., 2012. Investigation on soil–water characteristic curves of untreated and stabilized highly clayey expansive soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30 (4), 803–812.
- Mahajan, S.M. and Parbat, D.K., 2015. A study on strength characteristics of BC soil-flyash mixes. *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research (IJMTER)*, 2 (10), 333–339.
- Maneli, A., et al., 2016. Influence of fly ash, ground-granulated blast furnace slag and lime on unconfined compressive strength of black cotton soil. *Road Materials and Pavement Design*, 17 (1), 252–260.
- McCarthy, M.J., et al., 2012. Fly ash influences on sulfate-heave in lime-stabilised soils. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 165 (3), 147–158.
- McCarthy, M.J., et al., 2014. Engineering and durability properties of fly ash treated lime-stabilised sulphate-bearing soils. *Engineering Geology*, 174, 139–148.
- Mfinanga, D.A. and Kamuhabwa, M.L., 2008. Use of natural pozzolan in stabilising lightweight volcanic aggregates for roadbase construction. *International Journal of Pavement Engineering*, 9 (3), 189–201.
- Milburn, J.P. and Parsons, R.L., 2004. *Performance of soil stabilization agents*. Kansas Department of Transportation, N°. K-TRAN: KU-01-8.
- Mir, B.A. and Sridharan, A., 2013. Physical and compaction behaviour of clay soil–fly ash mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31 (4), 1059–1072.
- Misra, A., 2000. *Utilization of western coal fly ash in construction of highways in the Midwest*. University of Nebraska, Mid-America Transportation Center, MATC-UMC-96-2.
- Mohammadinia, A., et al., 2016. Strength development and microfabric structure of construction and demolition aggregates stabilized with fly ash–based geopolymers. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (11), 04016141.
- Mohanty, S.K., Pradhan, P.K., and Mohanty, C.R., 2016. Consolidation and drainage characteristics of expansive soil stabilized with fly ash and dolochar. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34 (5), 1435–1451.
- Mollamahmutoglu, M., Yilmaz, Y., and Güngör, A.G., 2009. Effect of a class C fly ash on the geotechnical properties of an expansive soil. *International Journal of Engineering Research & Development*, 1 (1), 1–6.
- Mollamahmutoglu, M., Yilmaz, Y., and Güngör, A.G., 2005. Stabilization of expansive soils of bursa (Turkey) region highway fills using fly ash. *Proceedings of International Conference on Problematic Soils*. Eastern Mediterranean University, Famagusta, N. Cyprus.
- Montgomery, D. and Runger, G., 1999. *Applied statistics and probability for engineers*. New York: Wiley.
- Murugan, S. and Vijayarangam, M., 2014. Influence of fly ash to improve the shear strength of commercial and natural soil. *International Journal of Current Engineering and Technology*, 213–216. Available from: <http://inpressco.com/wp-content/uploads/2014/04/Paper45213-216.pdf>.

- Neramitkornburi, A., et al., 2015. Engineering properties of lightweight cellular cemented clay– fly ash material. *Soils and Foundations*, 55 (2), 471–483.
- Nicholson, P.G., Kashyap, V., and Fujii, C.F., 1994. Lime and fly ash admixture improvement of tropical Hawaiian soils. *Transportation Research Record*, 1440, 71–78.
- Ola, S.A., 1977. The potentials of lime stabilization of lateritic soils. *Engineering Geology*, 11 (4), 305–317.
- Ouf, M.E.S.A.R., 2001. *Stabilisation of clay subgrade soils using ground granulated blastfurnace slag*. Thesis (PhD). University of Leeds.
- Parhi, P.S., et al., 2018. Stabilization of an expansive soil using alkali activated fly ash based geopolymer. In: *International congress and exhibition “sustainable civil infrastructures: innovative infrastructure geotechnology”*, 36–50.
- Parsons, R. and Milburn, J., 2003. Engineering behavior of stabilized soils. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1837, 20–29.
- Pavan, N.G. et al., 2016. Stabilization of black cotton soil using fly ash and HDPE. *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research*, 3 (4), 373–376.
- Phanikumar, B.R., 2009. Effect of lime and fly ash on swell, consolidation and shear strength characteristics of expansive clays: a comparative study. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 4 (2), 175–181.
- Phanikumar, B.R. and Suri, S., 2013. Chemical amelioration of expansive soils. *World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering*, 7 (12), 951–955.
- Phani Kumar, B.R. and Sharma, R.S., 2004. Effect of fly ash on engineering properties of expansive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (7), 764–767.
- Puppala, A.J., et al., 2004. Studies on sulfate-resistant cement stabilization methods to address sulfate-induced soil heave. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (4), 391–402.
- Puppala, A. J., et al., 2010. Forensic investigations to evaluate sulfate-induced heave attack on a tunnel shotcrete liner. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22 (9), 914–922.
- Puppala, A. J. and Cerato, A., 2009. Heave distress problems in chemically-treated sulfate-laden materials. *Geo-Strata—Geo Institute of ASCE*, 10 (2), 28–32.
- Puppala, A.J., Intharasombat, N., and Vempati, R.K., 2005. Experimental studies on ettringite-induced heaving in soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131 (3), 325–337.
- Puppala, A.J., Punthutaecha, K., and Vanapalli, S.K., 2006. Soil-water characteristic curves of stabilized expansive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (6), 736–751.
- Puppala, A.J., Wattanasanticharoen, E., and Punthutaecha, K., 2003. Experimental evaluations of stabilisation methods for sulphate-rich expansive soils. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 7 (1), 25–35.
- Radhakrishnan, G., Kumar, M.A., and Raju, G.V.R.P., 2014. Swelling properties of expansive soils treated with chemicals and fly ash. *American Journal of Engineering Research*, 3 (4), 245–250.
- Rahman, M.D.A., 1986. The potentials of some stabilizers for the use of lateritic soil in construction. *Building and Environment*, 21 (1), 57–61.
- Ramadas, T.L., Kumar, N.D., and Aparna, G., 2010. *Swelling and strength characteristics of expansive soil treated with stone dust and fly Ash*. Indian geotechnical conference-2010. GEOTrendz, 557-560, IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay.
- Rangaswamy, K., 2016. Influence of burnt ash additives on stabilisation of soft clay soils. *Innovative Infrastructure Solutions*. doi:10.1007/s41062-016-0025-8.
- Rao, K.M. and Subbarao, G.R., 2012. Optimum fly ash for mechanical stabilization of expansive soils using 2² factorial experimental design. *Natural Hazards*, 60 (2), 703–713.
- Reyes, A. and Pando, M., 2007. *Evaluation of CFBC fly ash for improvement of soft clays*. World of Coal Ash (WOCA), Covington, Kentucky, USA.
- Rifa'i, A., Yasufuku, N., and Tsuji, K., 2010. *Characterization and effective utilization of coal ash as soil stabilization on road application*. Geotechnical Society of Singapore-International Symposium on Ground Improvement Technologies and Case Histories, ISGT'09, 469–474.
- Rodriguez, R., 2008. *Engineering behavior of soft clays treated with circulating fluidized bed combustion fly ash*. Master of Science, University of Puerto Rico Mayagüez Campus.
- Sahoo, J.P.S., Yadav, S., and Kumar, V., 2010. *Strength characteristics of fly ash mixed with lime stabilized soil*. Indian Geotechnical Conference–2010, IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay, 430–432.
- Saride, S., and Dutta, T.T., 2016. Effect of fly-ash stabilization on stiffness modulus degradation of expansive clays. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28 (12), 04016166. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001678.
- Savarkundlawala, M.M., 2015. Utilization of fly ash for stabilization of black cotton soil. *International Journal of Engineering Science and Futuristic Technology*, 7 (1), 7–11. ID: IJESFT2015V01I0751549.
- Saxena, G. and Chaurasia, N., 2015. Strengthening black cotton soil with fly ash and moorum: an investigation of the role of subgrade and subbase layers. *Coal Combustion and Gasification Products*, 30–32. doi:10.4177/CCGP-D-15-00003.1.
- Segui, P., et al., 2013. Utilization of a natural pozzolan as the main component of hydraulic road binder. *Construction and Building Materials*, 40, 217–223.
- Senol, A., et al., 2006. Soft subgrades' stabilization by using various fly ashes. *Resources, Conservation and Recycling*, 46 (4), 365–376.
- Senol, A., Etminan, E., and Olgun, C.G., 2012. Stabilization of clayey soils using fly ash and homopolymer polypropylene. *Geo Congress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, 3929–3938.
- Sezer, A., et al., 2006. Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay. *Building and Environment*, 41 (2), 150–155.
- Shahin, M.A., Maier, H.R., and Jaksa, M.B., 2003. Closure to “Predicting settlement of shallow foundations using neural networks” by Mohamed A. Shahin, Holger R. Maier, and Mark B. Jaksa. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129 (12), 1175–1177.
- Sharma, R.K. and Hymavathi, J., 2016. Effect of fly ash, construction demolition waste and lime on geotechnical characteristics of a clayey soil: a comparative study. *Environmental Earth Sciences*, 75 (5), 1–11.
- Silitonga, E., Levacher, D., and Mezazigh, S., 2009. Effects of the use of fly ash as a binder on the mechanical behaviour of treated dredged sediments. *Environmental Technology*, 30 (8), 799–807.
- Sivapullaiah, P., 2013. *Use of solid waste to enhance properties of problematic soils of Karnataka*. Report on Research Project, Indian Institute of Science, Bangalore. Available from: <http://cistup.iisc.ac.in/presentations/Research%20project/CIST028.pdf>.
- Sivapullaiah, P.V. and Jha, A.K., 2014. Gypsum induced strength behaviour of fly ash-lime stabilized expansive soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32 (5), 1261–1273.
- Solanki, P. and Hauk-Jegen, B., 2016. *Freeze-thaw durability of soil stabilized with class c fly ash and cement kiln dust*. SCMT4 Las Vegas, USA. Available from: <http://www.claisse.info/2016%20papers/D145.pdf>.
- Taleb Bahmed, I., et al., 2017. Prediction of geotechnical properties of clayey soils stabilised with lime using artificial neural networks (ANNs). *International Journal of Geotechnical Engineering*, 5, 1–13. doi: 10.1080/19386362.2017.1329966.
- Turker, D. and Cokca, E., 2006. Effects of addition of fly ash on swell potential of an expansive soil. *Expansive Soils-Recent Advances in Characterization and Treatment*, 453–463, (Cited by: Al-Rawas, A. A., & Goosen, M. F. (Eds.). (2006). *Expansive soils: recent advances in characterization and treatment*. Taylor & Francis. Part 8, chapter 31).
- Vukićević, M., et al., 2015. Stabilization of fine-grained soils with fly ash. *Građevinar*, 67 (8), 761–770.
- Wattanasanticharoen, E., 2000. *Investigations to evaluate the performance of four selected stabilization methods on soft subgrade soils of southeast Arlington*. Master's thesis. University of Texas at Arlington.
- Zha, F., et al., 2008. Behavior of expansive soils stabilized with fly ash. *Natural Hazards*, 47 (3), 509–523.
- Zumrawi, M.M. and Mohammed, M.H., 2016. Effect of fly ash on the characteristics of expansive soils in Sudan. *7th Annual Conference for Postgraduate Studies and Scientific Research Basic Sciences and Engineering Studies*, University of Khartoum, Sudan.