

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة زيان عاشور بالجلفة
Ziane Achour University of Djelfa



كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Science and Technology

Department: Civil Engineering

Order N°: / 2024

Defense authorization N° :/2024

DOCTORAL THESIS

3rd Cycle Doctoral (D-LMD)

Presented by

KARBOUA LAID

With a view to obtaining the doctoral diploma in 3rd Cycle Doctoral (D-LMD)

Branch: Civil Engineering

Specialty: Geotechics

Topic

Theoretical and experimental contribution to the study of stabilization of expansive clays by adding crushed Polyvinyl Chloride (PVC) pipes.

Supported, on: 07 / 03 / 2024 , before the jury composed of:

Last and first name	Grade	Institution of affiliation	Designation
Mr Taha Hocine DOUARA	MCA	University of Djelfa	President
Mr Melik BEKHITI	MCA	University of Djelfa	Supervisor
Mr Rebih ZAITRI	MCA	University of Djelfa	Co-Supervisor
Mr Fayssal CHERIET	MCA	University of Djelfa	Examiner
Mr Benharzallah KROBBA	MCA	University of Laghouat	Examiner

Djelfa University, FST-2024

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة زيان عاشور بالجلفة
Université Ziane Achour de Djelfa



كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie

Département : Génie civil

N° d'Ordre :..... / 2024

Autorisation de Soutenance N° :...../2024

THESE DE DOCTORAT

Doctorat 3^{ème} Cycle (D-LMD)

Présentée par

KARBOUA LAID

En vue de l'obtention du diplôme de Docteur en 3^{ème} Cycle D-LMD

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Contribution théorique et expérimentale à l'étude de la stabilisation des argiles gonflantes par l'ajout de granulats de Polychlorure de vinyle des tubes usagés.

Soutenue publiquement, le : 07 / 03 / 2024 , devant le jury composé de :

Nom et Prénom	Grade	Etablissement d'affiliation	Désignation
Mr Taha Hocine DOUARA	MCA	Université de Djelfa	Président
Mr Melik BEKHITI	MCA	Université de Djelfa	Directeur de Thèse
Mr Rebih ZAITRI	MCA	Université de Djelfa	Co-encadreur
Mr Fayssal CHERIET	MCA	Université de Djelfa	Examineur
Mr Benharzallah KROBBA	MCA	Université de Laghouat	Examineur

Université de Djelfa, FST, 2024

Dédicaces

À mon cher père AISSA, mon soutien dans la vie.

Ma chère mère et mon idole OM ELKHEIR.

À mes sœurs YAMNA, IMANE, ASMAA, AYA, et mes frères AHMED,

LAKHDAR, OSSAMA

A ma famille, mes aimes

A tous à toutes, merci.

Remerciements

Je tiens à exprimer mes plus vives reconnaissances à Monsieur M. BEKHITI, mon directeur de thèse à l'Université Ziane Achour de Djelfa, avec qui j'ai travaillé tout au long de cette thèse. J'y ai pu profiter de ses connaissances scientifiques, de ses conseils éclairés et apprécier de sa constante disponibilité et sa grande qualité humaine. Je désire chaleureusement lui rendre hommage ici.

Je tiens tout à remercier co-encadrant Dr. ZAITRI Rebih pour ses orientations, et qui m'a toujours aidé en me donnant des conseils avisés.

J'adresse aussi mes sincères remerciements au Président du Jury Dr. Taha Hocine DOUARA et au Dr. Fayssal CHERIET de l'université de Djelfa. Je tiens également à remercier le membre de jury Dr. Benharzallah KROBBA de l'université de Laghouat pour avoir accepté d'examiner mon travail.

Je remercie pareillement l'ensemble des membres du laboratoire du L.N.H.C de Djelfa, qui j'ai côtoyés quotidiennement, et qui ont tous œuvré à la réalisation de cette recherche,

Mes remerciements particuliers à Chettouh Zakaria pour son aide constante et sa motivation.

Je ne peux pas non plus oublier de remercier tous les travailleurs de l'usine Sétif Tube.

Mes profonds remerciements aux membres du laboratoire de développement en mécanique et matériaux.

Enfin, je dédie ce travail à tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, ou m'ont motivé.

Mes pensées vont également à toute ma famille et particulièrement à mes parents pour leur soutien et leur encouragement permanent.

RESUME

Contribution théorique et expérimentale à l'étude de la stabilisation des argiles gonflantes par l'ajout de granulats de Polychlorure de vinyle des tubes usagés.

Résumé

Les sols argileux sont généralement considérés comme problématiques dans le domaine de la construction en raison de leurs faibles résistances, de leurs fortes compressibilités et de leurs importants changements de volume, il devient essentiel de prendre en compte ces problématiques. L'objectif de la présente recherche est d'utiliser l'approche de plan de mélanges pour développer des modèles capables de prédire les propriétés mécaniques des sols argileux. À cet effet, des tests de compactage Proctor, de cisaillement direct, de compression uniaxiale, et de gonflement libre ont été réalisés sur de la bentonite (B) et sur d'autres mélanges incorporant différentes proportions d'agrégats de polychlorure de vinyle (PVC) stabilisés avec du ciment (C). Les résultats expérimentaux et de modélisation ont indiqué une bonne corrélation entre les trois facteurs (B, C et PVC) et les valeurs des réponses de densité sèche maximale, de cohésion, de résistance à la compression, et de pression de gonflement. Il a également été constaté que la majorité des modèles présentaient des coefficients de corrélation relativement élevés ($R^2 \geq 0,90$) pour toutes les réponses étudiées. Les résultats obtenus ont indiqué que cette bentonite avait une résistance à la compression de 180,24 kPa, avec une cohésion de 64,71 kPa et une densité sèche maximale de 15,7 kN/m³, et une pression de gonflement de 12.10 bars. De plus, les résultats expérimentaux et de modélisation ont montré que le mélange comprenant C (55% ± 10%), PVC (35% ± 10%) et B (10% ± 10%) présentait une cohésion élevée de 103 kPa (plus d'une fois et demie que celle des échantillons non renforcés), tandis que la résistance à la compression la plus élevée de 445 kPa (deux fois et demie plus élevée que celle des échantillons non renforcés) a été obtenue pour le mélange comprenant C (50% ± 10%), PVC (25% ± 10%) et B (25% ± 10%), tandis que le mélange comprenant C (30% ± 10%), PVC (60% ± 10%) et B (10% ± 10%) présentait une pression de gonflement la plus faible de 5.35 bars (moins d'une 2 fois et demie que celle des échantillons non renforcés). Ces résultats prometteurs soulignent le potentiel environnemental de la technique, permettant le recyclage et la valorisation des déchets de PVC à l'échelle mondiale, tout en améliorant les propriétés géotechniques des sols argileux, et pour évaluer les valeurs de densité sèche maximale, de cohésion, de résistance à la compression, et de pression de gonflement des mélanges non préparés en laboratoire en utilisant les modèles statistiques dérivés.

Mots-Clés : Bentonite, tubes usés, PVC, stabilisation, plan de mélanges, expérimentation, ciment, résistance à la compression, pression de gonflement.

Theoretical and Experimental Contribution to the Study of Stabilization of Swelling Clays by Adding PVC Aggregates from Used Pipes.

Abstract

Clayey soils are generally considered problematic in the construction field due to their low strength, high compressibility, and significant volume changes. Therefore, it becomes essential to address them. The objective of this research is to use the mixture design approach to develop models capable of predicting the mechanical properties of clayey soils. For this purpose, Proctor compaction tests, direct shear tests, uniaxial compression tests, and free swelling tests were conducted on bentonite (B) and on other mixtures incorporating different proportions of polyvinyl chloride (PVC) aggregates stabilized with cement (C). Experimental and modeling results indicated a good correlation between the three factors (B, C, and PVC) and the values of maximum dry density, cohesion, compressive strength, and swelling pressure responses. It was also observed that the majority of the models showed relatively high correlation coefficients ($R^2 \geq 0.90$) for all studied responses. The obtained results indicated that this bentonite had a compressive strength of 180.24 kPa, with a cohesion of 64.71 kPa and a maximum dry density of 15,7 kN/m³, and a swelling pressure of 12.10 bars. Furthermore, experimental and modeling results showed that the mixture containing C (55% \pm 10%), PVC (35% \pm 10%), and B (10% \pm 10%) exhibited high cohesion of 103 kPa (more than one and a half times that of unreinforced samples), while the highest compressive strength of 445 kPa (two and a half times higher than that of unreinforced samples) was obtained for the mixture containing C (50% \pm 10%), PVC (25% \pm 10%), and B (25% \pm 10%), while the mixture containing C (30% \pm 10%), PVC (60% \pm 10%), and B (10% \pm 10%) showed the lowest swelling pressure of 5.35 bars (less than two and a half times that of unreinforced samples). These promising results highlight the environmental potential of the technique, enabling the recycling and valorization of PVC waste on a global scale while improving the geotechnical properties of clayey soils. It also assesses the values of maximum dry density, cohesion, compressive strength, and swelling pressure of laboratory-unprepared mixtures using derived statistical models.

Keywords: Bentonite, used pipes, PVC, stabilization, mixture design, experimentation, cement, compressive strength, swelling pressure.

المساهمة النظرية والتجريبية في دراسة تثبيت التربة الانتفاخية بإضافة ركام البولي فينيل كلوريد المستخدم في الأنابيب.

الملخص

تُعتبر التربة الطينية بشكل عام مشكلة في مجال البناء بسبب ضعف مقاومتها وارتفاع قابليتها للانضغاط وتغيرات حجمها الكبيرة. لذا يصبح من الضروري أن يتم أخذها في عين الاعتبار. يهدف هذا البحث إلى استخدام نهج تصميم الخلطات لتطوير نماذج قادرة على التنبؤ بسلوك التربة الطينية. لهذا الغرض، تم إجراء اختبارات الرص (بروكتور)، واختبارات القص المباشر، واختبارات الضغط الأحادي المحور، واختبارات الانتفاخ الحر على البنتونيت (B) وعلى خلطات أخرى تتضمن نسبًا مختلفة من البولي فينيل كلوريد (PVC) المثبت بالإسمنت (C). أظهرت النتائج التجريبية والنماذج ترابطًا جيدًا بين العوامل الثلاثة (B، C، و PVC) وقيم ردود الكثافة الجافة القصوى، والتماسك، ومقاومة الضغط، وضغط الانتفاخ. كما تبين أن معظم النماذج كانت تظهر معاملات ارتباط مرتفعة نسبيًا ($R^2 \geq 0.90$) لجميع الردود المدروسة. أشارت النتائج المحصلة إلى أن البنتونيت كانت لديها مقاومة للضغط تبلغ 180.24 كيلو باسكال، مع تماسك يبلغ 64.71 كيلو باسكال وكثافة جافة قصوى تبلغ 15.7 كيلو نيوتن/م³، وضغط انتفاخ قدره 12.10 بار. وعلاوة على ذلك، أظهرت النتائج التجريبية والنماذج أن الخليط الذي يحتوي على (C) ($55\% \pm 10\%$) و (PVC) ($35\% \pm 10\%$) و (B) ($10\% \pm 10\%$) يظهر تماسكًا عاليًا قدره 103 كيلو باسكال (أكثر من مرة ونصف من تلك التي في العينات غير المقواة)، بينما حصل الخليط الذي يحتوي على (C) ($50\% \pm 10\%$) و (PVC) ($25\% \pm 10\%$) و (B) ($25\% \pm 10\%$) على أعلى مقاومة للضغط تبلغ 445 كيلو باسكال (ضعف ونصف تلك التي في العينات غير المقواة)، في حين كان الخليط الذي يحتوي على (C) ($30\% \pm 10\%$) و (PVC) ($60\% \pm 10\%$) و (B) ($10\% \pm 10\%$) يظهر ضغط تمدد أقل قدره 5.35 بار (أقل من مرتين ونصف تلك في العينات غير المقواة). تسلط هذه النتائج الواعدة الضوء على الإمكانيات البيئية للتقنية، مما يتيح إعادة تدوير وتسليط الضوء على نفايات PVC على مستوى عالمي، مع تحسين الخصائص الجيوتقنية للتربة الطينية، ولتقييم قيم الكثافة الجافة القصوى والتماسك ومقاومة الضغط وضغط الانتفاخ للخلطات غير المعدة في المختبر باستخدام النماذج الإحصائية المستمدة.

كلمات مفتاحية: البنتونيت، أنابيب مستخدمة، البولي فينيل كلوريد (PVC)، تثبيت، خطة الخلط، تجريب، إسمنت، مقاومة الضغط، ضغط الانتفاخ.

TABLEAU DES MATIERES

Tableau des matières

Dédicace

Remerciements

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations et symboles

Liste d'abréviations

Introduction générale 1

Chapitre I : Retrait-gonflement des argiles

I.1. Introduction	5
I.2. Structure et composition des minéraux argileux, classification	6
I.2.1. Structure de l'argile	6
I.2.1.1. Feuille tétraédrique « T »	6
I.2.1.2. Feuille octaédrique « O »	6
I.2.2. Composition des minéraux argileux	7
I.2.2.1. Kaolinite (T-O) or (1-1).....	8
I.2.2.2. Illite (T-O-T) ou (2-1)	8
I.2.2.3. Smectites (T-O-T) or (2 -1)	9
I.2.2.3.1. Microstructure	10
I.2.3. Classification des phyllo silicates	11
I.3. Phénomène de gonflement	13
I.3.1. Mécanisme du gonflement de l'argile	13
I.3.2. Description du phénomène de gonflement	14
I.3.3. Paramètres de gonflement	15
I.3.3.1. Pression de gonflement (Pg)	15
I.3.3.2. Le potentiel de gonflement (S)	15
I.3.3.3. L'indice de gonflement (Cg)	15
I.4. Phénomène de retrait	15
I.4.1. Phases de retrait	16
I.4.1.1. Phase de retrait normale	16
I.4.1.2. Phase de retrait résiduelle	16

I.4.1.3. Phase de retrait	16
I.5. Facteurs influençant la retrait et le gonflement des sols argileux	17
I.5.1. Composition minéralogique	17
I.5.2. Capacité d'échange cationique (CEC)	17
I.5.3. Surface spécifique	19
I.5.4. La théorie de la double couche diffuse (DDL)	21
I.5.5. L'activité de l'argile	22
I.5.6. L'effet de l'état initiale du sol	24
I.5.6.1. L'effet de la teneur en eau initiale	24
I.5.6.2. L'effet de la densité sèche initiale	26
I.6. Stabilisation des sols argileux	27
I.6.1. Technique mécanique/physique	27
I.6.1.1. Compactage	27
I.6.1.2. Pré-humidification	28
I.6.1.3. Cycles d'humidification-séchage	29
I.6.1.4. Remplacement du sol	30
I.6.2. Technique chimique	30
I.6.2.1. Ajout de solutions salines	30
I.6.2.2. L'ajout de liant hydraulique	32
I.6.2.2.1. Ajout de chaux	32
I.6.2.2.2. Ajout de gypse	33
I.6.2.2.3. Ajout de ciment	34
I.6.2.3. Autres ajouts	36
I.6.3. Avantages et désavantages des techniques de stabilisation mécanique et chimique	39
I.7. Conclusion	40

Chapitre II : Les polymères en géotechnique

II.1. Introduction	41
II.2. Polymères et plastiques	42
II.3. Classification des polymères	42
II.3.1. Classification des polymères selon leur réponse thermique	42
II.3.1.1. Polymères thermoplastiques	42
II.3.1.2. Polymères thermodurcissables	42
II.4. Polychlorure de vinyle (PVC)	43
II.4.1. Définition du PVC	43
II.4.2. Propriétés du PVC	44

II.4.3. Problème des déchets de PVC	45
II.4.4. Le recyclage des déchets de PVC	46
II.4.4.1. Le recyclage mécanique	47
II.4.4.2. Le recyclage chimique	47
II.5. Les polymères en géotechnique	47
II.5.1. Ajout de PVC	47
II.5.2. Autres polymères	49
II.6. Conclusion	55

Chapitre III : Étude expérimentale

III.1. Introduction	56
III.2. Matériaux utilisés	57
III.2.1. Bentonite de Mostaganem	57
III.2.2. Agrégats de polychlorure de vinyle (PVC)	59
III.2.3. Ciment	60
III.3. Identification des matériaux utilisés	60
III.3.1. Analyse chimique.....	60
III.3.2. Essai au bleu de méthylène	61
III.3.3. Analyse granulométrique	62
III.3.3.1. Analyse granulométrique de bentonite	62
III.3.3.2. Analyse granulométrique des granulats PVC	63
III.3.4. Limites d'Atterberg	65
III.3.5. Essai Proctor.....	66
III.3.6. Essai de cisaillement direct.....	67
III.3.7. Essai de compression simple	68
III.3.8. Essai de compressibilité	69
III.3.9. Essai à l'œdomètre de gonflement libres.....	72
III.4. Effets des granulats de PVC usés sur les propriétés physique-mécaniques de la bentonite	73
III.4.1. Effets des agrégats de PVC sur les limites d'Atterberg	74
III.4.1.1. Effets des agrégats de PVC sur la limite de liquidité	74
III.4.1.2. Effets des agrégats de PVC sur la limite de plasticité	74
III.4.2. Effets des agrégats de PVC sur les paramètres de Proctor	75
III.4.2.1. Effets des agrégats de PVC sur la densité sèche maximale (DSM)	75
III.4.2.2. Effets des agrégats de PVC sur la teneur en eau optimale (TEO)	76
III.4.3. Effets des agrégats de PVC sur les paramètres de cisaillement	77

III.4.3.1. Effets des agrégats de PVC sur la cohésion (C)	77
III.4.3.2. Effets des agrégats de PVC sur l'angle de frottement (ϕ)	78
III.4.3.3. Effets des agrégats de PVC sur la résistance au cisaillement (τ)	79
III.4.4. Effets des agrégats de PVC sur la résistance à la compression (R_c)	80
III.4.5. Effets des agrégats de PVC sur les paramètres de compressibilité	82
III.4.6. Effet des granulats de PVC sur la pression de gonflement (P_g)	84
III.5. Conclusion	86

Chapitre IV : Modélisation des résultats expérimentaux

IV.1. Introduction	88
IV.2. Approche de plan des mélanges	89
IV.3. Modélisation des résultats expérimentaux	92
IV.3.1. Modélisation des paramètres de Proctor	92
IV.3.1.1. Modélisation de la densité sèche maximale (DSM)	93
IV.3.1.2. Modélisation de la teneur en eau optimale (TEO)	97
IV.3.2. Modélisation des paramètres de cisaillement	101
IV.3.2.1. Modélisation de la cohésion (C)	101
IV.3.2.2. Modélisation de l'angle de frottement (ϕ)	105
IV.3.3. Modélisation de la résistance à la compression (R_c)	109
IV.3.4. Modélisation de la pression de gonflement (P_g)	114
IV.4. Conclusion	119

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale	120
Perspectives	122
VI. Références bibliographiques	123
Annexe	135

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

I.1. Structure de l'argile	7
I.1.a. Feuille tétraédrique « T »	7
I.1.b. Feuille octaédrique « O »	7
I.2. Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile	7
I.3. Structure de la latte de kaolinite	8
I.4. Morphologie et structure schématique de la kaolinite	8
I.5. Structures schématiques de l'illite	9
I.6. Forme conventionnelle de l'illite.....	9
I.7. Structures schématiques de la montmorillonite	10
I.8. Forme conventionnelle de la montmorillonite	10
I.9. Structure multi-échelle de la montmorillonite	11
I.10. Mécanisme de gonflement de l'argile	13
I.11. Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.....	14
I.12. Courbe typique du pourcentage de gonflement par rapport au logarithme du temps	15
I.13. Courbe de retrait classique	17
I.14. La mesure de la capacité d'échange cationique (CEC)	18
I.15. Les positions des surfaces de bord, des surfaces basales externes et des surfaces basales internes sur une couche TOT et dans les particules de kaolinite, d'illite et de smectite	20
I.16. Structure théorique de la double couche électrique	21
I.17. Activité des minéraux argileux	23
I.18. Classification du potentiel de gonflement basé sur la méthode des semences	24
I.19. Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale	25
I.20. Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale	25
I.21. Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité sèche	26
I.22. Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale	26
I.23. Effet de la méthode de compactage sur la pression de gonflement pour des échantillons compactés à un degré élevé de saturation	28
I.24. Variation de l'Expansion (Gonflement libre différentielle)	31
I.25. Variation de Rc en 14 jours (Période de Durcissement)	31
I.26. Variation de la pression de gonflement avec diverses teneurs en AlCl ₃ , FeCl ₃ et NH ₄ Cl	32
I.27. Effet du temps de durcissement sur la pression de gonflement des mélanges d'argile et de chaux dans l'atmosphère	33

I.28. Variation de Rc en fonction de la teneur en gypse	34
I.29. Variation du pourcentage de gonflement en fonction de la teneur en gypse	34
I.30. Effet du traitement au ciment sur la densité sèche maximale	35
I.31. Limites de consistance du sol d'Aberdeen	35
I.32. Effet du traitement au ciment sur Rc du sol d'Aberdeen	35
I.33. Effet du traitement au ciment sur le module d'élasticité du sol d'Aberdeen	35
I.34. Pression de gonflement de l'argile fonction de la teneur en ciment	36
I.35. Gonflement libre de l'argile en fonction de la teneur en ciment	36
I.36. Effet de la cendre volante et du temps de durcissement sur les valeurs de pression de gonflement des sols de Degirmenlik et Tuzla	36
I.37. Variation de la pression de gonflement de l'argile traitée avec la teneur en scories d'acier	37
I.38. Résistance à la compression de l'argile traitée en fonction de la teneur en scories d'acier	37
I.39. Variation de la pression de gonflement en fonction du pourcentage de poussière résiduelle de céramique	38
I.40. Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de poussière résiduelle de céramique	38
I.41. Variation du taux et de la pression de gonflement en fonction de la teneur en sable	38
II.1. Capacités du PVC dans le monde selon les régions en 2018 (volume total de 55,1 millions de tonnes)	43
II.2. Comparaison des caractéristiques de compactage en fonction du pourcentage de polymère	48
II.3. Comparaison de la réduction des caractéristiques de retrait et de gonflement en fonction des polymères	48
II.4. Courbes Proctor avec différents niveaux de polymère	49
II.5. Comparaison entre les différents sols CBR instantanés traités par le PVC	49
II.6. Variation du coefficient de compressibilité en fonction du % de polymère	49
II.7. Variation du coefficient de gonflement en fonction du % de polymère	49
II.8. Effets de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu et de ciment sur le potentiel de gonflement et la pression gonflement des mélanges	50
II.9. Effets de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu et de ciment sur le l'Rc des mélanges	50
II.10. Courbes de compactage pour les échantillons avec ou sans stabilisation par polymère	51
II.11. Variation des contraintes de retrait axial et diamétral en fonction de la teneur en polymère	51
II.12. Gonflement libre des échantillons stabilisés en fonction de la teneur en polymère	51
II.13. Résistance à la compression en fonction de la teneur en polymère	51
II.14. Essais triaxiaux de sable traité avec de la gomme de xanthane testés sous des contraintes de confinement de 100 kPa (a) et 250 kPa (b) : 1) sable avec 1,5 % de gomme de xanthane ; 2) sable avec 1,0 % de gomme de xanthane ; 3) sable avec 0,5 % de gomme de xanthane ; 4) sable propre	52

II.15. Résultats du test d'indice de gonflement (Ig)	52
II.16. Résultats de l'essai de compression	53
II.17. Courbes contrainte-déformation de l'argile renforcée et stabilisée avec (a) 0,5 % de nano-SiO ₂ , (b) 0,7 % de nano-SiO ₂ et (c) 1 % de nano-SiO ₂	54
III.1. Localisation de bentonite étudiées	59
III.2. Analyse chimique de bentonite	61
III.3. Courbe granulométrique de la bentonite	63
III.4. Courbe granulométrique des granulats de PVC	64
III.5. Photographie montrant les agrégats en PVC utilisés	64
III.6. Représentation des limites d'Atterberg	65
III.7. Limites d'Atterberg	66
III.8. Essai de proctor	67
III.9. Photo de l'appareillage de l'essai de cisaillement	68
III.10. Essai de compression simple	69
III.11. Représentation schématique d'une cellule œdométrique	70
III.12. Courbe de compressibilité d'un sol gonflant - Détermination de σ'_p , C_s , C_c	71
III.13. Appareil œdométrique	72
III.14. Essai à l'œdomètre de gonflement libre sur échantillon renforcé. -Après l'essai-	73
III.15. Influence de la teneur en PVC sur les limites de consistance de la bentonite et les différents mélanges.....	75
III.16. Effet des grains de déchets de PVC sur la densité sèche maximale	76
III.17. Effets des grains de PVC usagé sur la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale.....	77
III.18. Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale pour les mélanges (PVC + sol)	78
III.19. Effet de la teneur en granulats de PVC sur l'angle de frottement et la cohésion de différents mélanges.....	79
III.20. Effet de la teneur en granulats de PVC usagés sur la résistance au cisaillement de la bentonite et de son mélange.....	80
III.21. Relation entre la contrainte à la compression et la déformation de différents mélanges étudiés	81
III.22. Comparaison de la résistance à la compression en fonction de dosage en granulats de PVC	82
III.23. a. Courbes typiques (e-log p) pour des échantillons d'argile renforcé par des différentes teneurs en granulats de PVC	83
III.23. b. Variation de l'indice de compression et de gonflement en fonction de teneur en granulats de PVC	83
III.24. Variation de l'indice de vide en fonction de contrainte de chargement pour les différents mélanges étudiés.....	84
III.25. Evolution de la pression de gonflement P_g en fonction de la teneur en PVC	85
IV.1. Représentation des mélanges à trois constituants sur un triangle équilatéral	90

IV.2. Représentation triangulaire des 15 combinaisons étudiées avec trois facteurs	91
IV.3. Graphique représentant les valeurs observées de DSM par rapport aux valeurs prédites	94
IV.4. Courbes iso- densité sèche maximale	97
IV.5. Graphique représentant les valeurs observées de TEO par rapport aux valeurs prédites	98
IV.6. Courbes iso-teneur en eau optimale	101
IV.7. Graphique représentant les valeurs observées de cohésion par rapport aux valeurs prédites	102
IV.8. Courbe iso-cohésion	105
IV.9. Graphique représentant les valeurs observées de l'angle de frottement par rapport aux valeurs prédites	107
IV.10. Courbes iso-angle de frottement	109
IV.11. Graphique représentant les valeurs observées de la résistance à la compression par rapport aux valeurs prédites	110
IV.12. Courbes iso-résistance à la compression	113
IV.13. Graphique représentant les valeurs observées de pression de gonflement par rapport aux valeurs prédites	115
IV.14. Courbes iso-pression de gonflement	116

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

I.1. Classification des phyllo silicates hydratés planaires	12
I.2. Valeurs de CEC pour certains minéraux argileux	18
I.3. Relation entre le type de cation et le gonflement	18
I.4. Classification des phyllo silicates hydratés plans	19
I.5. Surface spécifique de particules d'argile	20
I.6. Classification proposée du potentiel de gonflement en utilisant la surface spécifique	20
I.7. Classification des sols gonflants en fonction de l'activité	23
I.8. Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation mécanique et chimique des sols	39
II.1. Quelques caractéristiques du (rigide) PVC non plastifié	45
II.2. Paramètres de résistance au cisaillement d'argile renforcée par des fibres stabilisée avec 1 % de nano-SiO ₂	53
III.1. Applications de bentonite	58
III.2. Propriétés des agrégats en PVC	59
III.3. Propriétés de ciment	60
III.4. Compositions chimiques de bentonite	61
III.5. Classification des sols selon la valeur de VBS	62
III.6. Résumé des résultats expérimentaux (Sol - PVC agrégats).....	74
IV.1. Proportions des facteurs dans les compositions étudiées	92
IV.2. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de densité sèche maximale (DSM)	93
IV.3. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée	95
IV.4. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée	98
IV.5. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de teneur en eau optimale (TEO)	100
IV.6. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée	102
IV.7. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de cohésion (C)	104
IV.8. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de l'angle de frottement (ϕ) .	106
IV.9. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée	107
IV.10. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée	110
IV.11. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de la résistance à la compression (Rc)	112
IV.12. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée	114
IV.13. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de la pression de gonflement (Pg)	117

NOTATIONS ET SYMBOLES

Notations et symboles

VBS	Valeur du bleu de méthylène
B	La masse de bleu introduite dans la solution
m_0	Masse sèche de la prise d'essai
WL	Limite de liquidité
WP	Limite de plasticité
I_p	Indice de plasticité
C	Cohésion
φ	Angle de frottement
τ	Résistance au cisaillement
σ_n	Contrainte normale
Rc	Résistance à la compression.
Δh	Tassement
Cv	Coefficient de consolidation
T	Temps de tassement
Tv	Facteur temps
e	Indice des vides
h_D	Hauteur de drainage de la couche de sol
H	Hauteur de l'échantillon
e_0	Indice des vides initial
e_f	Indice des vides final
σ'_p	La contrainte pré consolidation
Cc	L'indice de compression
Cs	L'indice de gonflement
ΔH_f	La variation de hauteur obtenue à la fin de l'essai
Pg	Pression de gonflement
Hi	Hauteur de référence
Y	La réponse
x_i	La teneur en composant i
m	Nombre de niveaux
q	Nombre de facteurs
δ_{dmax}	La densité sèche maximale
Wopt	La teneur en eau optimal
R ²	Coefficients de corrélation

P-value Coefficients de probabilités

**LISTE
D'ABREVIATIONS**

Liste d'abréviations

PVC	Polychlorure de vinyle
B	Bentonite
C	Ciment
PVA	Polyvinyl alcool
HDPE	High-density polyethylene
DSM	Densité sèche maximale
TEO	Teneur en eau optimale
CEC	Capacité d'échange cationique
DDL	Diffuse Double Layer
S_s	La surface spécifique
Ac	L'activité de l'argile
PPF	Fibre de polypropylène
NF	Fibre de nylon
LNHC	Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
ASTM	American Society for Testing and Materials
ENOF	Entreprise Nationale des Produits Miniers Non Ferreux
USCS	Système Unifié de Classification des Sols
ISO	International Organization for Standardization

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

Le polychlorure de vinyle (PVC) figure parmi les matériaux thermoplastiques les plus répandus en termes de consommation mondiale de polymères. À l'échelle mondiale, la demande de PVC dépasse les 35 millions de tonnes par an [1]. Cette demande soutenue s'explique par les propriétés uniques inhérentes au PVC, notamment son coût abordable et ses performances élevées.

Actuellement, le PVC est employé dans la fabrication d'une vaste gamme de produits à courte durée de vie, tels que les emballages alimentaires en PVC, les produits d'entretien, les textiles, les bouteilles de boissons et les dispositifs médicaux. Il est également utilisé pour la production d'articles à longue durée de vie, comme les conduites, les encadrements de fenêtres, l'isolation des câbles, les revêtements de sol, les feuilles de toiture, et bien d'autres encore [1].

En raison de la croissance de la consommation de produits en PVC au cours des dernières années, il existe actuellement une préoccupation publique majeure concernant le problème des déchets plastiques [1]. Le recyclage peut représenter une solution prometteuse pour résoudre le problème des déchets, cependant, il comporte des coûts significatifs et n'est pas toujours accessible à tous les pays, en particulier aux nations en développement comme l'Algérie. C'est pourquoi, au travers de cette recherche, nous nous efforçons d'explorer des alternatives qui mettent à profit ces déchets dans le domaine de la géotechnique.

Par ailleurs, les sols expansifs posent un défi mondial majeur, car ils subissent d'importantes variations de volume en réaction aux fluctuations de la teneur en eau. En général, ces changements de volume dans les sols expansifs peuvent causer d'importants dommages aux infrastructures construites au-dessus d'eux. Par conséquent, il est essentiel d'estimer de manière précise les potentiels de variation totale de volume de ces sols, tant en ce qui concerne les mouvements de gonflement que de retrait. Cette démarche nous permet de mieux caractériser la nature des sous-sols et d'explorer des méthodes de traitement ou de modification appropriées visant à réduire ces variations de volume dans les sols [2].

Les sols expansifs, une catégorie significative parmi les sols sensibles aux variations de retrait et de gonflement, couvrent environ 2,5 % de la surface terrestre [3]. Ils se trouvent principalement dans des régions caractérisées par des variations saisonnières marquées de précipitations et de température. On les rencontre notamment en Australie, en Inde, aux États-Unis, au Canada, en Afrique (notamment en Éthiopie et dans la zone subsaharienne), en Amérique du Sud (au Brésil, au Venezuela, au Paraguay et en Bolivie), au Mexique, ainsi qu'en périphérie de la Méditerranée, notamment en Algérie et au Maroc, entre autres endroits [3].

En Algérie, les régions arides couvrent presque 95 % du territoire national, dont 80 % sont classées comme hyper-arides [3]. Plusieurs cas de gonflement ont été signalés dans de nombreuses régions du pays, notamment à Batna (notamment à l'hôpital de N'Gaous), Illizi (comme à la raffinerie d'In Amenas), et Oran (comme à l'hôpital de Sidi Chahmi) [3].

Il existe plusieurs méthodes de renforcement disponibles pour stabiliser les sols expansifs. Ces approches comprennent la stabilisation à l'aide d'additifs chimiques, la réhumidification, le remplacement du sol, le contrôle de la compaction, la gestion de l'humidité, l'application de surcharges, ainsi que les méthodes thermiques.

Récemment, plusieurs chercheurs ont découvert de nombreuses et intéressantes applications pour les sols argileux. Cependant, diverses techniques de stabilisation existent aujourd'hui. Les deux plus essentielles sont la technique mécanique et la technique chimique. La première implique de mélanger le sol natif avec un sol de différente granulométrie afin d'obtenir une combinaison finale avec une granulométrie souhaitée. Il convient de mentionner qu'avant le processus de dispersion, le mélange peut être compacté à la densité souhaitée sur le site de travail. Cependant, cette opération peut également être effectuée ailleurs avant d'être ramenée sur le site de travail. La technique mécanique implique la compaction [4], la pré-humidification [5, 6], et le remplacement du sol [6]. En ce qui concerne la technique chimique [5, 7], elle consiste à utiliser des matériaux additifs, tels que la poudre de roche [8], le béton recyclé [9], le verre [10-12] et les cendres volantes [13], dans des proportions spécifiques, dans le but de stabiliser le sol. De toute évidence, il a été révélé que la résistance et la rigidité du sol peuvent être accrues en raison de la réaction chimique qui se produit entre les additifs et le sol lui-même. De plus, la granulométrie, la facilité de mise en œuvre et la plasticité du sol de la sous-couche peuvent également être améliorées en ajoutant des solutions salines [14-17], des liants hydrauliques, de la chaux [18-20], du gypse [21], et du ciment [22-24].

Il a été signalé que les polymères sont largement utilisés dans la stabilisation chimique des sols. À cet égard, Bekhiti et al. ont mené une étude sur l'effet des fibres de caoutchouc de pneu usagé sur le comportement des sols argileux. Ils ont découvert que le renforcement de ces sols avec 0,5 % et 2 % de fibres de caoutchouc permettait de réduire leur densité sèche et induisait une augmentation de 35,75 % et 94,57 % de la résistance à la compression (R_c) lorsqu'ils étaient stabilisés avec 10 % de ciment. Et cela, le renforcement des échantillons d'argile gonflante avec des fibres de caoutchouc de pneu recyclé et du ciment réduit le potentiel et la pression de gonflement. Cela peut être attribué au remplacement de l'argile expansive par des fibres de caoutchouc de pneu recyclé et du ciment, ainsi qu'à la résistance offerte par la fibre au gonflement lorsqu'elle est en contact avec l'argile. De plus, les indices de compression et de

recompression augmentent proportionnellement à l'augmentation de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu recyclé et en ciment [25]. Une autre étude a été réalisée par Bekkouche et Boukhatem sur l'effet du PVC et du HDPE sur les propriétés mécaniques du sol argileux. Ils ont constaté que l'ajout de ces deux matériaux au sol améliorerait ses caractéristiques de résistance au cisaillement et réduisait sa densité sèche [26]. Quant à Azzam, il a montré que l'ajout de polymères aux sols argileux permettait d'améliorer leur résistance au cisaillement et de transformer la défaillance par cisaillement fragile en défaillance par cisaillement ductile [27]. De même, Cabalar et al. ont étudié l'effet du biopolymère gomme de xanthane sur la résistance à la compression (R_c) et ont constaté que l'augmentation de la teneur en gomme de xanthane entraîne une augmentation de l' R_c . De plus, l'augmentation du temps de durcissement conduit à une augmentation des valeurs de l' R_c [28]. D'autres types de polymères ont été largement utilisés dans de nombreuses études, tels que le polypropylène [29-32] et le polyester [33-35].

Il convient de signaler que la méthode de plan des mélanges est une technique novatrice qui permet d'optimiser le comportement des mélanges en utilisant une série limitée d'expériences. Le but de cette méthode est de développer une loi qui régit les réponses obtenues et qui dépendent de la composition du mélange. Cette loi peut prendre en compte l'effet de chaque paramètre séparément ou de tous ensemble sur les caractéristiques à étudier [36]. Une revue de la littérature sur le sujet étudié a montré que la méthode de plan des mélanges a été adoptée dans plusieurs domaines, tels que le domaine des énergies renouvelables [37]. De plus, plusieurs travaux ont été réalisés dans le monde entier en utilisant la méthode de plan de mélange dans le domaine du génie civil, notamment dans le domaine de la construction [36, 38, 39]. Dans le domaine de la géotechnique, la méthode de plan de mélange a été appliquée dans moins d'études, comme l'étude de Khalid et al. [40].

La présente étude vise à examiner l'impact des agrégats fins de déchets de PVC stabilisés au ciment sur le comportement des sols argileux. Les résultats obtenus seront utilisés pour développer des modèles grâce à un plan de mélange d'expérience. Pour atteindre cet objectif, divers tests ont été réalisés pour évaluer les caractéristiques et les propriétés de l'argile (bentonite), des granules de PVC et du ciment. Des explications détaillées des procédures de test sont fournies. Ensuite, les résultats des tests sur des sols composites (composés de grains de PVC et d'argile stabilisée au ciment) sont présentés et soigneusement analysés. Par la suite, des modèles seront établis pour calculer les valeurs des mélanges non préparés en laboratoire, en utilisant les modèles statistiques dérivés.

L'objectif de cette thèse est de valoriser les matériaux locaux, en mettant particulièrement l'accent sur l'utilisation des "déchets de PVC" et d'explorer la faisabilité d'un mélange composé

d'agrégats de polychlorure de vinyle (PVC) issus de tuyaux usagés, qui seront stabilisés à l'aide de ciment et de bentonite. Plus précisément, cette étude vise à élaborer une nouvelle technique de stabilisation pour les sols expansifs.

Pour atteindre cet objectif, la thèse est organisée en plusieurs chapitres. Le premier chapitre aborde le problème du gonflement dans les sols argileux en discutant de la structure et de la composition des particules d'argile, des familles de sols les plus importantes, ainsi que des phénomènes de gonflement et de retrait. Il explore également les facteurs influençant ces phénomènes. Ce chapitre traite également des diverses méthodes de stabilisation et de renforcement des sols argileux. Il englobe à la fois des méthodes mécaniques, telles que le compactage, la pré-humidification et le remplacement du sol, ainsi que des méthodes chimiques qui recourent à l'utilisation d'additifs pour améliorer les propriétés des sols argileux. Parmi ces méthodes chimiques, on retrouve l'ajout de solutions salines, l'utilisation de liants hydrauliques tels que le ciment, la chaux et le gypse. Ainsi que l'incorporation de divers autres matériaux.

Le deuxième chapitre se consacre à l'étude des polymères, en mettant particulièrement l'accent sur le PVC. Il aborde la classification des polymères, l'évolution du PVC à l'échelle mondiale, ses propriétés, ainsi que les défis associés à la gestion de ses déchets. De plus, il explore les différentes méthodes de traitement des déchets de PVC, notamment le concassage, le broyage, la pyrolyse et les processus de décomposition aqueuse. En outre, ce chapitre examine les recherches antérieures portant sur l'utilisation des polymères dans le domaine géotechnique.

Le troisième chapitre expose une campagne expérimentale menée en laboratoire, axée sur l'étude des granulats de PVC et de la bentonite. Au cours de cette campagne, des essais d'identification, à la fois chimiques et mécaniques, ont été entrepris. L'objectif était d'évaluer l'impact des agrégats de PVC sur diverses caractéristiques des sols argileux. Ces caractéristiques incluent la résistance à la compression, le comportement de gonflement, les limites d'Atterberg, la densité sèche, les essais de chargement-déchargement, ainsi que les essais de cisaillement.

Le quatrième chapitre procède à une comparaison des résultats expérimentaux avec les estimations obtenues au moyen du logiciel JMP 14. De plus, il propose une analyse et une interprétation des résultats issus du modèle expérimental et des essais effectués.

En conclusion, cette thèse offre une synthèse des résultats obtenus et aborde les perspectives futures de cette recherche.

Chapitre I :
Retrait-gonflement des
argiles

I.1. Introduction

Les sols argileux, qui occupent une part importante de la surface terrestre, sont connus pour leur fragilité et leur susceptibilité aux déformations rapides, entraînant une perte rapide de leurs propriétés. Composés principalement de particules de taille inférieure à 2 μm , ces sols contiennent à la fois des minéraux argileux et non argileux tels que le quartz, les carbonates et les feldspaths. Leur faible résistance, leur forte compressibilité et leurs variations de volume significatives présentent de nombreux défis. Avant d'être utilisés dans des applications comme la construction routière, les barrages ou les aéroports, ces sols nécessitent des améliorations pour modifier leur granulométrie, à réduire leur plasticité et leur potentiel de gonflement, tout en renforçant leur résistance et leur facilité de mise en œuvre [41].

Les géotechniciens ont longtemps été préoccupés par les phénomènes de retrait et de gonflement des sols en raison de leur complexité à les maîtriser, entraînant d'énormes pertes financières estimées à des milliards de dollars dans divers projets de construction. Ces phénomènes sont déclenchés par plusieurs facteurs, internes ou externes, tels que les changements climatiques ou la nature intrinsèque du sol, et sont particulièrement prononcés dans les sols minéraux argileux en raison de leur structure en "feuilles" fragiles, favorisant l'absorption d'eau sous l'influence de facteurs physiques et chimiques. De plus, leur fine structure favorise les phénomènes capillaires.

Dans ce chapitre, notre objectif principal est d'analyser en profondeur les propriétés des sols argileux et leur comportement face aux changements climatiques et environnementaux. Nous examinons également les composants minéraux qui les composent, étudiant leurs structures et leur relation avec les phénomènes de retrait et de gonflement. Nous nous concentrons sur la nature du retrait et du gonflement dans les sols argileux, examinant les facteurs significatifs qui y contribuent, notamment la composition des sols et l'impact de la surface des grains. Enfin, nous explorons les mécanismes de stabilisation applicables aux sols argileux, visant à développer des stratégies pour contrôler ces phénomènes.

I.2. Structure et composition des minéraux argileux, classification

I.2.1. Structure de l'argile

Les minéraux argileux font partie de la vaste famille des silicates lamellaires, caractérisés par la superposition de couches, ce qui leur vaut le nom de phyllites. Ces couches sont séparées par des espaces interfoliaires vides qui ont la capacité de contenir des cations alcalins et alcalino-terreux, qu'ils soient dépourvus d'eau ou hydratés. Chaque association d'une couche et de son espace interfoliaire représente une unité structurale. Les éléments de base qui composent ces minéraux sont les tétraèdres de silicium et les octaèdres d'aluminium, dont les sommets sont occupés par des atomes d'oxygène ou des groupes hydroxyles [42].

I.2.1.1. Feuille tétraédrique « T »

Les réseaux de structures argileuses se construisent à partir de polyèdres interconnectés, qui sont constitués d'anions d'oxygène (O^{2-}) et de cations de silicium (Si^{4+}), ou plus fréquemment d'ions d'aluminium. La plupart des cations présents sont du silicium, c'est pourquoi les argiles et d'autres minéraux dominants de la croûte terrestre sont appelés silicates. En raison de considérations de géométrie orbitale de liaison et de taille ionique, un ion silicium peut être entouré de quatre atomes d'oxygène. Cela résulte en la formation d'un polyèdre de coordination appelé tétraèdre (SiO_4). L'une des caractéristiques les plus marquantes de ces polyèdres de coordination est leur interconnexion par le partage d'atomes d'oxygène [43]. La Figure I.1.b illustre ces relations. Les tétraèdres se combinent les uns avec les autres pour former des couches tétraédriques plates, dont l'épaisseur est d'environ 4,6 Å [44].

I.2.1.2. Feuille octaédrique « O »

Les ions d'aluminium (Al^{3+}), magnésium (Mg^{2+}) ou ferreux (Fe^{2+}), en raison de considérations de coordination, d'orientation orbitale et de taille ionique, forment des polyèdres ayant 6 atomes d'oxygène au lieu des 4 que l'on trouve dans les structures polyédriques de la silice. Ces polyèdres adoptent une coordination octaédrique (Al_2O_6) étant définis par les anions d'oxygène. Cette configuration est clairement illustrée dans la Figure I.1.b, où les grands cercles représentent les anions, pouvant être des atomes d'oxygène ou des groupes hydroxyles (OH^-) [45]. Les octaèdres se combinent les uns avec les autres pour former des couches octaédriques plates, ayant une épaisseur d'environ 5,05 Å [44].

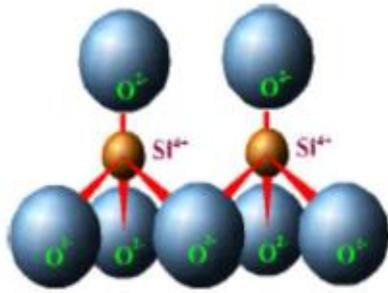


Figure I.1.a. Feuille tétraédrique « T ».

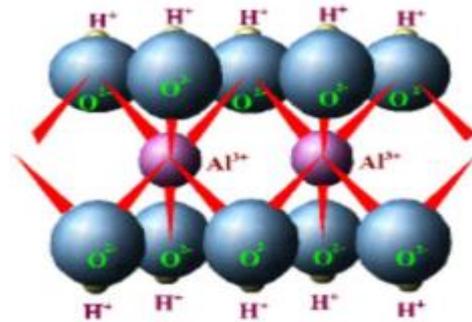


Figure I.1.b. Feuille octaédrique « O ».

Figure I.1. Structure de l'argile.

La représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile est donnée par le diagramme de flux suivant (Figure I.2) :

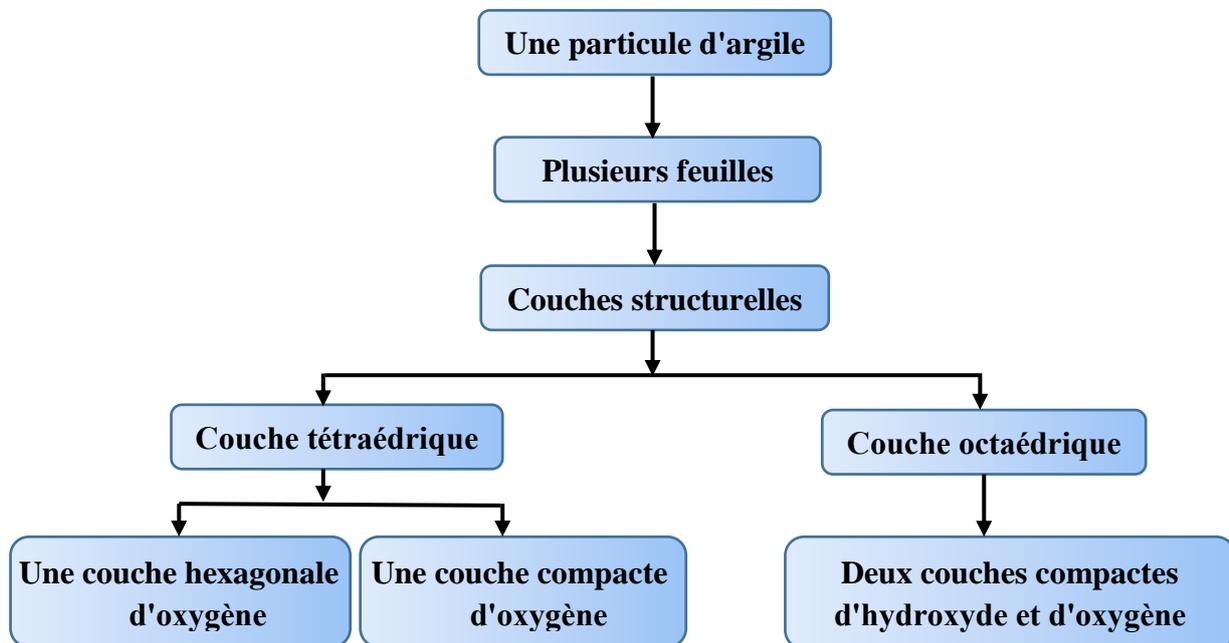


Figure I.2. Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile [45].

I.2.2. Composition des minéraux argileux

En mécanique des sols, nous pouvons identifier trois principales familles d'argiles en fonction de leur réactivité vis-à-vis de leur environnement, notamment en ce qui concerne leur interaction avec l'eau [44]. En prenant également en compte la classification des argiles en fonction du type de structure en feuilles, de leur charge et de la nature des espaces interfoliaires, il est possible de distinguer différentes familles de minéraux argileux, chacune présentant des caractéristiques structurales, morphologiques et colloïdales spécifiques. Selon cette classification, les minéraux argileux sont regroupés en trois grandes familles : la kaolinite, les illites et les smectites.

I.2.2.1. Kaolinite (T-O) or (1-1)

Il s'agit d'une structure composée d'une couche d'octaèdres et d'une couche de tétraèdres, où l'épaisseur de la feuille élémentaire atteint environ 7 Å. Ces feuilles élémentaires sont reliées assez solidement les unes aux autres par leurs faces basales grâce aux liaisons hydrogène établies entre les groupes hydroxyles à la base de la feuille et les atomes d'oxygène situés au sommet de la feuille située en dessous. Cette disposition forme ainsi une particule primaire, composée généralement de 70 à 100 feuilles superposées. La halloysite, quant à elle, résulte de l'insertion de couches d'eau entre les feuilles, ce qui entraîne une variation de l'espacement entre les feuilles hydratées (Voir la [Figure I.3](#) et [Figure I.4](#)). La formule générale d'une feuille de kaolinite est exprimée par la formule suivante : $n[Al_2Si_2O_5(OH)_4]$ [45].

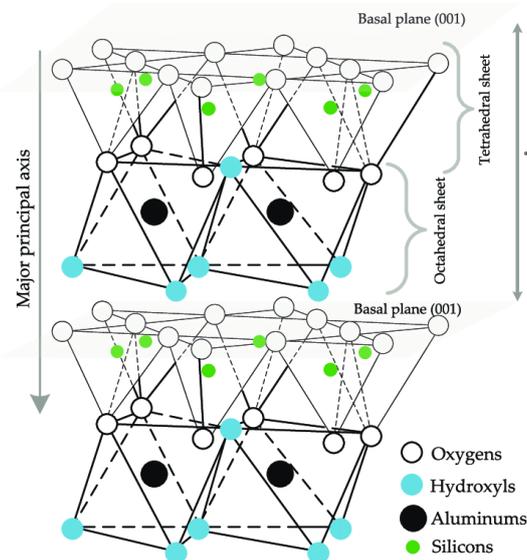


Figure I.3. Structure de la latte de kaolinite [46].

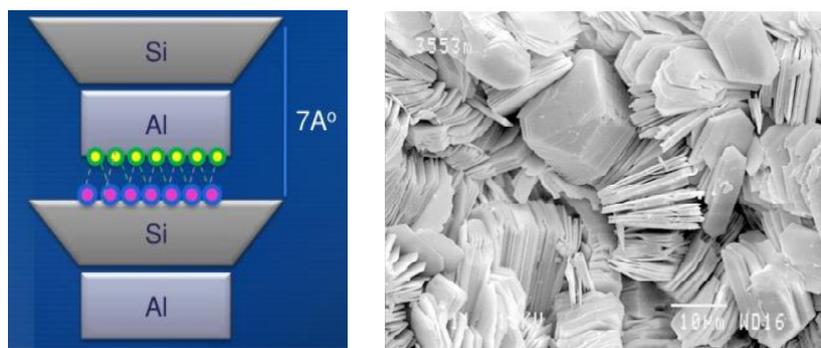


Figure I.4. Morphologie et structure schématique de la kaolinite [47, 48].

I.2.2.2. Illite (T-O-T) ou (2-1)

L'illite, également appelée mica, est une argile caractérisée par une épaisseur de couche d'environ 10 Å. Sa structure est composée de feuilles élémentaires T-O-T qui renferment un

cation potassium K^+ dans leur espace interfoliaire. Les feuilles se maintiennent ensemble grâce aux forces de Van der Waals. La présence du cation K^+ compense le déficit de charge à la surface des feuilles, ce qui confère une certaine rigidité à l'ensemble. Notons que le potassium a un diamètre similaire à l'espace interfoliaire, ce qui empêche les molécules d'eau de s'insérer entre les feuilles (Figure I.5 et Figure I.6). C'est la raison pour laquelle l'illite présente une capacité de gonflement réduite [44].

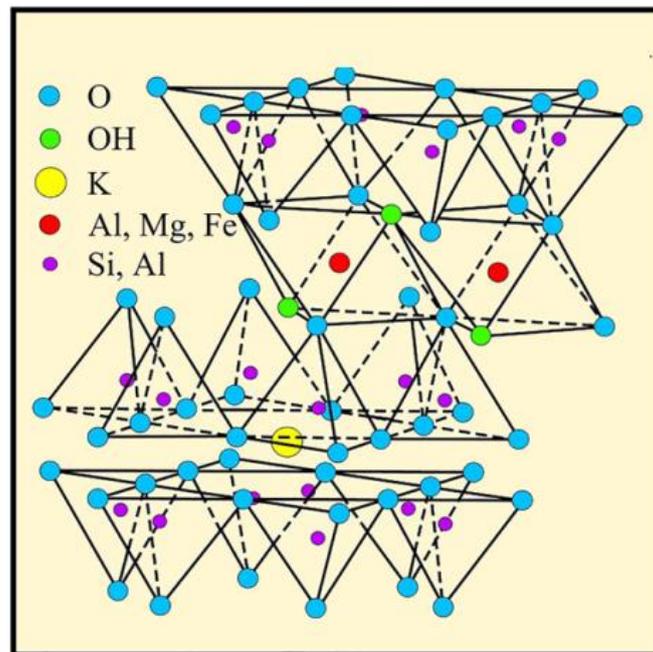


Figure I.5. Structures schématiques de l'illite [49].

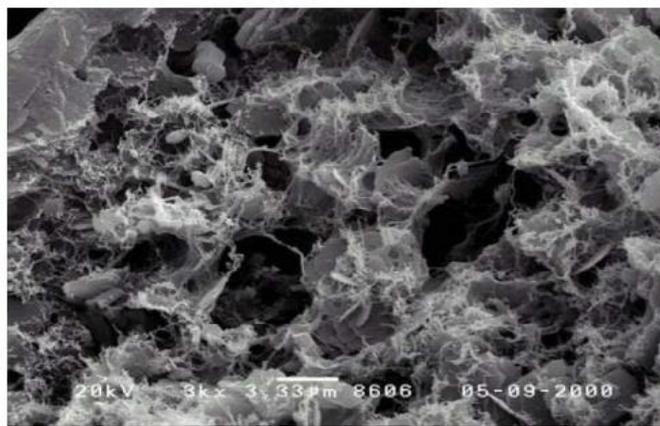
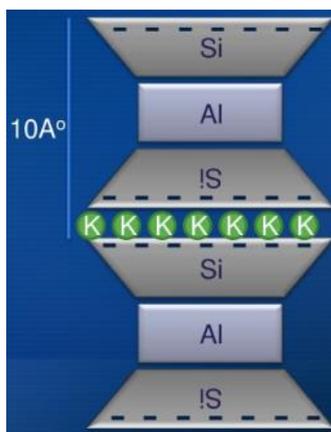


Figure I.6. Forme conventionnelle de l'illite [47, 48].

I.2.2.3. Smectites (T-O-T) or (2 -1)

La montmorillonite est une structure où une couche octaédrique est intercalée entre deux couches tétraédriques. Les feuilles, avec une épaisseur d'environ 10 \AA , sont liées très faiblement les unes aux autres, et des couches d'eau peuvent également s'insérer entre ces feuilles, ce qui peut entraîner une augmentation de l'épaisseur pouvant atteindre 9 \AA . En conséquence, ce

matériau est capable de gonfler. La montmorillonite peut se présenter sous forme de cristaux isolés avec une épaisseur de 10 Å. Pour la vermiculite, l'absorption d'eau est limitée à seulement 2 couches de molécules d'eau. La formule générale de la montmorillonite est la suivante: $n[(Al_{1,67}Mg_{0,33})Si_4O_{10}(OH)_2]$ [50]. Figure I.7 et Figure I.8 représentent la structure schématique et la forme conventionnelle de la montmorillonite.

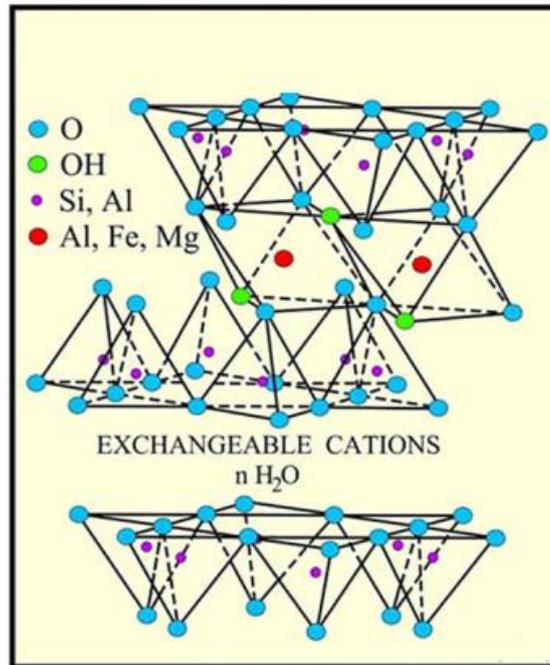


Figure. I.7. Structures schématiques de la montmorillonite [49].

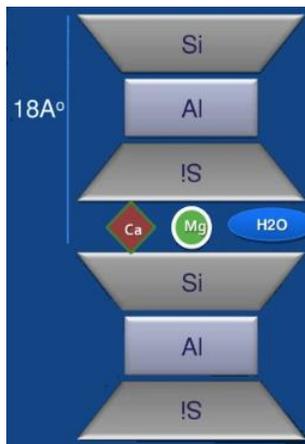


Figure I.8. Forme conventionnelle de la montmorillonite [47, 48].

I.2.2.3.1. Microstructure

La montmorillonite présente une particularité notable en ce qu'elle exhibe différents niveaux d'organisation qui varient en fonction de l'échelle d'observation. Dans cette section, nous allons exposer les différentes "unités" caractéristiques de cette structure à plusieurs échelles. Ces unités structurales distinctes sont représentées de manière schématique dans la Figure I.9.

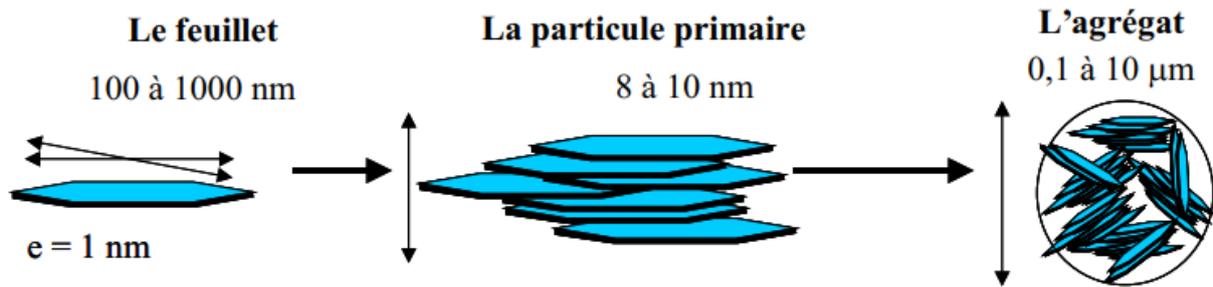


Figure I.9. Structure multi-échelle de la montmorillonite [50].

I.2.3. Classification des phyllosilicates

Tableau I.1 présente le schéma de classification révisé des structures de phyllosilicates hydratés planaires. Ces phyllosilicates sont divisés par type de couche, et au sein du type de couche, par des groupes basés sur la charge par unité de formule, des subdivisions supplémentaires par des sous-groupes basés sur le caractère dioctaédrique ou trioctaédrique, et enfin par des espèces basées sur la composition chimique [51].

Tableau I.1. Classification des phyllosilicates hydratés planaires [51]

Type de couche	Matériau intercalaire ¹	Groupe	Caractère octaédrique	Espèces ²
1:1	Aucun ou H ₂ O uniquement ($x \approx 0$)	Serpentine-kaolin	Trioctaédrique	Lézardite, berthierine, amésite, cronstedtite, népouite, kellyite, fraipontite, brindleyite
			Diocctaédrique	Kaolinite, dickite, nacrite, halloysite (planaire)
			Di, trioctaédrique	Odinite
	Aucun ($x \approx 0$)	Talc-pyrophyllite	Trioctaédrique	Talc, willemseite, kerolite, pimelite
1:2	Cations échangeables hydratés ($x \approx 0.2 - 0.6$)	Smectite	Diocctaédrique	Pyrophyllite, ferripyrophyllite
			Trioctaédrique	Saponite, hectorite, sauconite, stevensite, swinefordite
			Diocctaédrique	Montmorillonite, beidellite, nontronite, Volkonskoïte
	Cations échangeables hydratés ($x \approx 0.6 - 0.9$)	Vermiculite	Trioctaédrique	Vermiculite trioctaédrique
			Diocctaédrique	Vermiculite diocctaédrique
	Cations monovalents non hydratés, ($\geq 50\%$ monovalent, $x \approx 0,85 - 1,0$ pour diocctaédrique).	True (flexible) Mica	Trioctaédrique	Annite, phlogopite, lépidolite, aspidolite
			Diocctaédrique	Muscovite, céladonite, paragonite
	Cations mono- ou divalents non hydratés ($x \approx 0.6 - 0.85$)	Couche intermédiaire déficiente Mica	Trioctaédrique	Illite, glauconite, brammallite
			Diocctaédrique	Wonesite ³
	Cations divalents non hydratés, ($\geq 50\%$ divalent, $x \approx 1.8 - 2.0$) Feuille d'hydroxyde ($x = \text{variable}$)	Mica fragile Chlorite	Trioctaédrique	Clintonite, kinoshitalite, bityite, anandite
		Diocctaédrique	Margarite, chernykhite	
		Trioctaédrique	Clinochlore, chamosite, pennantite, nimite, baileychlore	
		Diocctaédrique	Donbassite	
		Di, trioctaédrique	Cookeite, sudoite	
		Tri, diocctaédrique	Aucun	
2:1	Régulièrement interstratifié ($x = \text{variable}$)		Trioctaédrique	Corrensite, aliettite, hydrobiotite, kulkeite
			Diocctaédrique	Rectorite, tosudite, brinrobertsite
1:1,2:1			Trioctaédrique	Dozyite

I.3. Phénomène de gonflement

Les sols expansifs sont généralement composés d'argiles très plastiques qui se trouvent à travers le monde et subissent des variations de volume, se traduisant par du gonflement ou du retrait, en fonction de la teneur en eau. Le gonflement de ces sols peut être déclenché par des modifications des conditions environnementales, qu'elles résultent de causes naturelles telles que de fortes précipitations, ou de problèmes liés à la construction, comme un drainage insuffisant des eaux de surface autour de la structure ou des fuites dans les canalisations d'eau ou d'égout [52].

I.3.1. Mécanisme du gonflement de l'argile

En présence d'eau, les cations échangeables présents dans les espaces interfoliaires des minéraux argileux ont tendance à s'hydrater, provoquant ainsi l'écartement des couches d'argile. Des recherches expérimentales étendues [53-56] ont identifié deux régimes de gonflement distincts : le gonflement cristallin et le gonflement osmotique.

✓ Le gonflement cristallin peut se produire dans tous les types de minéraux argileux. Il s'agit d'un gonflement à courte portée des minéraux argileux, démontré par des études expérimentales.

✓ Le gonflement osmotique est limité à certains minéraux argileux qui contiennent des cations échangeables dans la région interfoliaire. Lorsque la concentration de cations dans la région interfoliaire dépasse celle de l'eau environnante, les molécules d'eau peuvent être attirées vers la région interfoliaire pour rétablir l'équilibre des cations. Ce type de gonflement peut entraîner des augmentations de volume beaucoup plus importantes, typiquement avec un espacement interfoliaire compris entre > 20 et ~ 130 Å [57].

Ce mécanisme est mieux expliqué dans la Figure I.10.

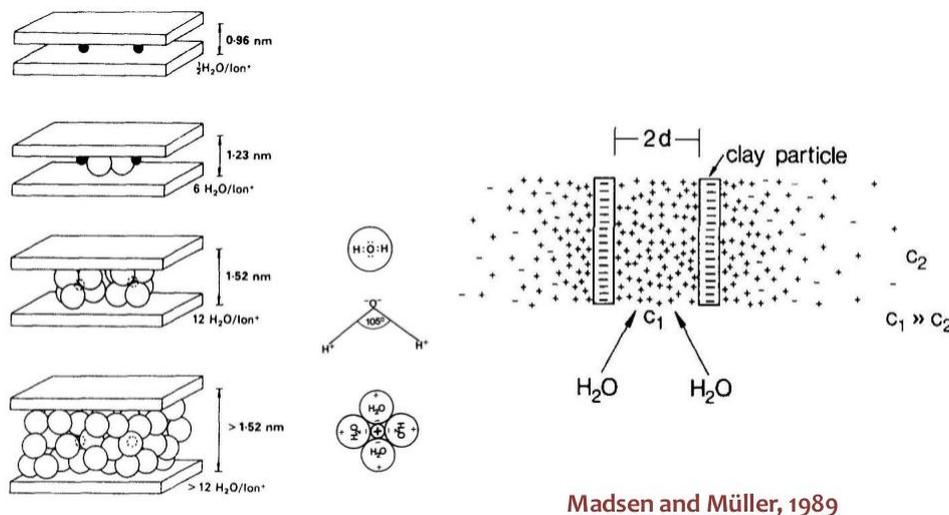


Figure I.10. Mécanisme de gonflement de l'argile [58].

I.3.2. Description du phénomène de gonflement

Plusieurs explications différentes de ce phénomène ont été avancées, dont une proposée par Mouroux et al. qui a distingué deux types de gonflements : le gonflement intraparticulaire (interfoliaire) et le gonflement interparticulaire (Figure I.11).

✓ Le gonflement interfoliaire survient lorsque les liaisons faibles entre les couches de particules d'argile se rompent, permettant ainsi à l'eau de pénétrer dans la structure des particules. Bien que ce gonflement se produise rapidement, son amplitude est significative.

✓ Le gonflement interparticulaire survient lorsque des quantités supplémentaires d'eau écartent les plaques (assemblage de feuilles) les unes des autres. Ce type de gonflement se produit de manière lente, pouvant s'étendre sur plusieurs années, même lorsque la succion (la capacité d'absorption d'eau) devient négligeable. Contrairement au gonflement interfoliaire, le gonflement interparticulaire est assez limité et peut affecter toutes les argiles.



Figure I.11. Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation [45].

Une autre explication, proposée par Alonso et al. et Gens et al. (Comme cité par Serratrice et al), subdivise le phénomène de gonflement en deux phases pouvant coexister et interagir l'une avec l'autre : le gonflement primaire et le gonflement secondaire (Figure I.12).

✓ Le gonflement primaire se manifeste de manière relativement rapide dès que le sol entre en contact avec l'eau. Ce gonflement est de nature macroscopique et est principalement contrôlé par la perméabilité du sol. Il est directement lié au degré de saturation (S_r) du sol. Ce premier processus est associé à l'écoulement de l'eau conformément à la loi de Darcy.

✓ La deuxième phase du gonflement, appelée microscopique, résulte de l'hydratation progressive des minéraux actifs présents dans le sol. Ce gonflement est un processus plus lent et est influencé par le type de minéraux présents dans le fluide interstitiel du sol, ainsi que par la pression de confinement.

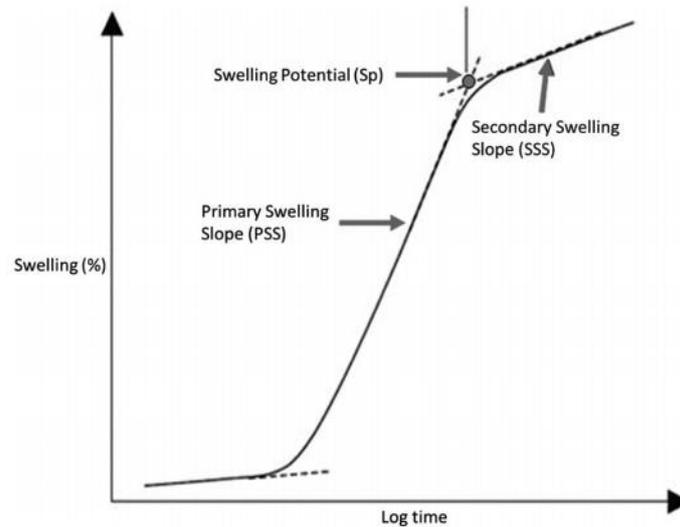


Figure I.12. Courbe typique du pourcentage de gonflement par rapport au logarithme du temps [52].

I.3.3. Paramètres de gonflement

I.3.3.1. Pression de gonflement (P_g)

La pression de gonflement d'un élément de sol ou de roche, ayant un état physique initial connu, peut être définie comme la contrainte nécessaire pour maintenir le volume constant lors de l'imbibition, sans qu'il y ait de déformation, jusqu'à ce que l'élément soit complètement saturé [59].

I.3.3.2. Le potentiel de gonflement (S)

Le potentiel de gonflement (S) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est défini comme la déformation maximale ($\Delta h/h$) qui se produit lors de l'imbibition de cet élément soumis à une contrainte nulle ou presque nulle, et ce jusqu'à sa saturation complète [59].

I.3.3.3. L'indice de gonflement (I_g)

L'indice de gonflement est une mesure qui permet de quantifier l'ampleur de la déformation de gonflement qui se produit après une période de décharge par rapport à un état de contrainte donné. Cette déformation de gonflement est calculée après un temps infini, en soustrayant les déformations instantanées qui peuvent résulter des variations de charge [60].

I.4. Phénomène de retrait

Le retrait est un phénomène caractérisé par la diminution du volume d'un sol en raison de la perte d'eau. Ce processus se poursuit jusqu'à ce que l'échantillon atteigne une teneur en eau proche de la limite de retrait. Ensuite, les particules du sol se trouvent très proches les unes des

autres, et le séchage continu du sol ne provoque pas de nouvelle réduction de volume de l'échantillon.

Le cours du retrait peut être décrit en trois phases, en fonction de la diminution de la quantité d'eau et du volume du sol : le retrait normal, le retrait résiduel et l'absence de retrait. Ces phases sont généralement représentées sur une courbe de retrait (voir [Figure I.13](#)) [59].

I.4.1. Phases de retrait

Selon la courbe de retrait classique ([Figure I.13](#)), il existe trois phases :

I.4.1.1. Phase de retrait normale

Cette partie de la courbe correspond à une diminution de la teneur en eau qui se produit sans entraîner une réduction significative du volume du sol. La diminution de la teneur en eau est compensée par une diminution du volume des vides. Cette variation se produit lorsque le sol est encore saturé.

I.4.1.2. Phase de retrait résiduelle

À mesure que le processus de séchage se poursuit, la zone de retrait normale cessera progressivement. La quantité d'eau expulsée finira par permettre à l'air de pénétrer dans les vides du sol. Ce moment correspond au point d'inflexion de la courbe de retrait, également appelé point d'entrée de l'air dans le sol.

I.4.1.3. Phase de retrait

Cette dernière phase commence lorsque la limite de retrait est atteinte : à ce stade, les points de contact entre les particules sont maximisés, et le volume du sol ne varie plus même si l'eau continue de sortir. La limite de retrait est une caractéristique spécifique à chaque type de sol et est influencée par sa minéralogie, sa granulométrie et son agencement textural.

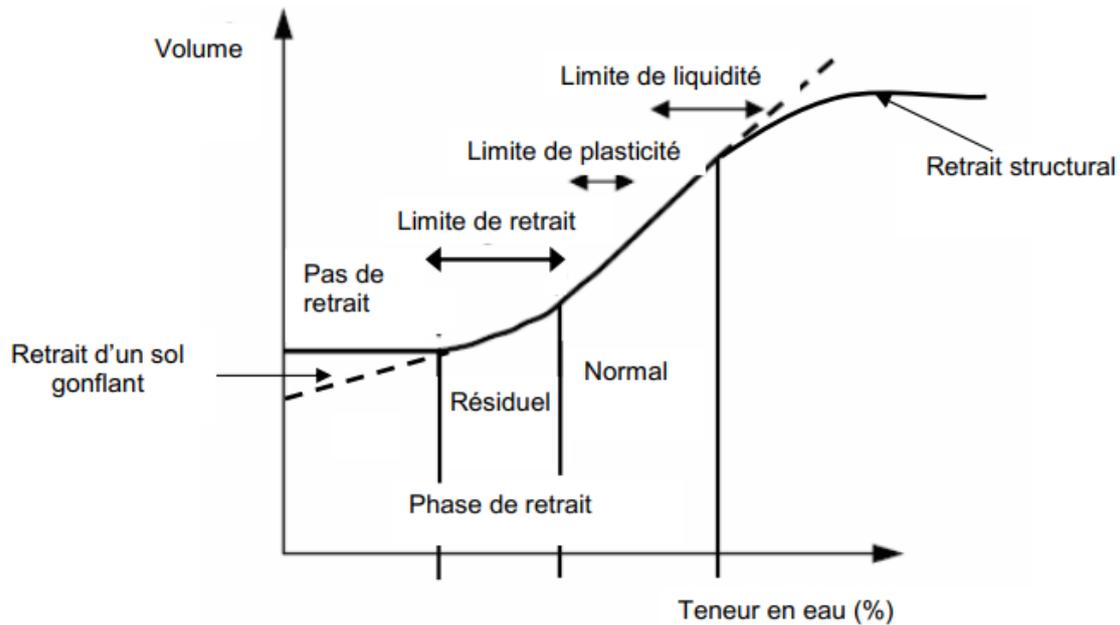


Figure I.13. Courbe de retrait classique [59]

I.5. Facteurs influençant le retrait et le gonflement des sols argileux

I.5.1. Composition minéralogique

Les sols argileux se caractérisent par une proportion de fines, c'est-à-dire de particules de moins de $2\ \mu\text{m}$, d'au moins 30 %. Ces fines sont principalement des minéraux de type phyllosilicate, et leur hydratation provoque un gonflement lorsque la teneur en eau augmente, ainsi qu'un retrait lorsque la teneur en eau diminue. Il est à noter que le phénomène de gonflement est dix fois plus rapide que celui de retrait, mais la somme des déformations de retrait et de gonflement reste constante après quelques cycles de déformation.

La composition minéralogique de l'argile joue un rôle prédominant dans le phénomène de gonflement, bien que tous les sols fins puissent être sujets à cette manifestation. En effet, plus un sol argileux est riche en montmorillonites (qui appartiennent à la famille des smectites), plus l'amplitude des mouvements de gonflement est importante [61].

I.5.2. Capacité d'échange cationique (CEC)

La capacité d'échange cationique (CEC) est définie comme la capacité des minéraux argileux ou du sol à absorber des cations sous une forme qui permet leur échange facile avec d'autres cations présents dans une solution aqueuse. Ce paramètre quantifie la quantité de cations qui peuvent être échangés et est généralement exprimé en poids équivalent en milligrammes pour 100 grammes de matériau (meq/100 g ou mval/100 g) [62].

La relation entre les valeurs de la capacité d'échange cationique et certains minéraux argileux est présentée dans le [tableau I.2](#).

Tableau I.2. Valeurs de CEC pour certains minéraux argileux [63].

Minéral argileux	Capacité d'échange cationique, meq /100 g
Kaolinite	3 – 18
Smectite	80 – 150
Illite	10 – 40
Chlorite	10 – 40
Vermiculite	100 – 150

La capacité des argiles à libérer leurs cations dépend de la valence et de la masse atomique du cation présent en solution, dans l'ordre ascendant suivant [3]



La probabilité qu'une espèce ionique soit absorbée dépend de sa concentration dans la solution du sol : **Concentration élevée = Plus d'absorption** [48].

Tableau I.3. Relation entre le type de cation et le gonflement [3].

Cations	Ordre de gonflement
Monovalents	$Na^+ > K^+ > NH_4^+ > H^+$
Bivalents	$Ca^{2+} > Mg^{2+} > Sr^{2+} > Ba^{2+}$
Trivalent	$Al^{3+} > Cr^{3+} > Fe^{3+}$

Le principe de mesure est illustré dans la Figure 1.14.

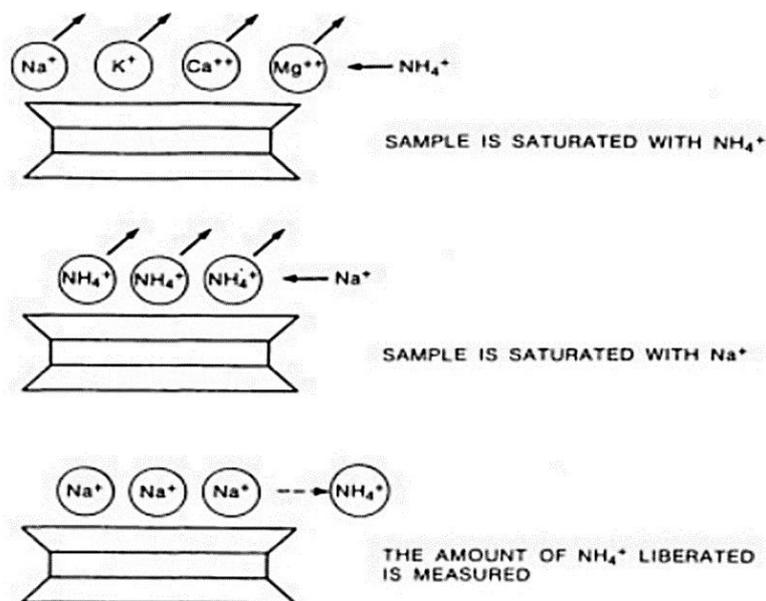


Figure I.14. La mesure de la capacité d'échange cationique (CEC) [64].

Les valeurs de la capacité d'échange cationique (CEC) pour certains minéraux argileux sont répertoriées dans le [Tableau I.4](#).

Tableau I.4. Classification des phyllosilicates hydratés plans [\[63\]](#).

Capacité d'échange cationique (CEC) Meq / 100 g	Classification du gonflement
< 27	Gonflement faible
27 – 37	Gonflement moyen
37 – 55	Gonflement élevé
> 55	Gonflement très élevé

I.5.3. Surface spécifique

Le terme "surface spécifique" (S_s) se réfère à la surface totale par unité de masse d'un matériau solide et est généralement exprimé en mètres carrés par gramme (m^2/g). La surface spécifique joue un rôle significatif dans de nombreuses propriétés physiques et mécaniques des sols. Par exemple, les sols avec une grande surface spécifique ont une capacité de rétention d'eau élevée et un potentiel de gonflement plus important, ce qui en fait des propriétés essentielles pour les applications en génie géotechnique [\[65\]](#).

Les particules d'argile possèdent des surfaces spécifiques très étendues, ce qui leur permet d'attirer un grand nombre de molécules d'eau et d'ions. Ces interactions engendrent des forces d'attraction considérables entre les particules d'argile, et ces forces exercent une influence significative sur le comportement mécanique des argiles. La magnitude de la charge électrique est directement liée à la surface spécifique de chaque particule. Dans le contexte des argiles, cette surface spécifique peut varier de 10 à 20 m^2/g et peut même atteindre 800 m^2/g , notamment dans le cas de la montmorillonite de sodium. Une observation faite par Warkentin et Bozozuk [\[66\]](#) est que plus la surface spécifique des particules d'argile est grande, plus le phénomène de gonflement est prononcé [\[45\]](#) (Voir [Figure I.15](#)).

Le [tableau I.5](#) illustre les différentes valeurs de surface spécifique de quelques minéraux argileux

Tableau I.5. Surface spécifique de particules d'argile [45].

Argile	Surface spécifique (m ² /g)		
	Interne	Externe	Total
Smectite	750	50	800
Vermiculite	750	1	750
Illite	5	25	30
Kaolinite	0	15	15
Chlorite	0	15	15

La classification du potentiel de gonflement en fonction des valeurs de la surface spécifique (S_s) est présentée dans le [Tableau I.6](#).

Tableau I.6. Classification proposée du potentiel de gonflement en utilisant la surface spécifique [67].

Surface spécifique: m ² /g	Degré de gonflement
< 70	Faible
70 – 150	Moyen
150 – 300	Élevé
> 400	Très élevé

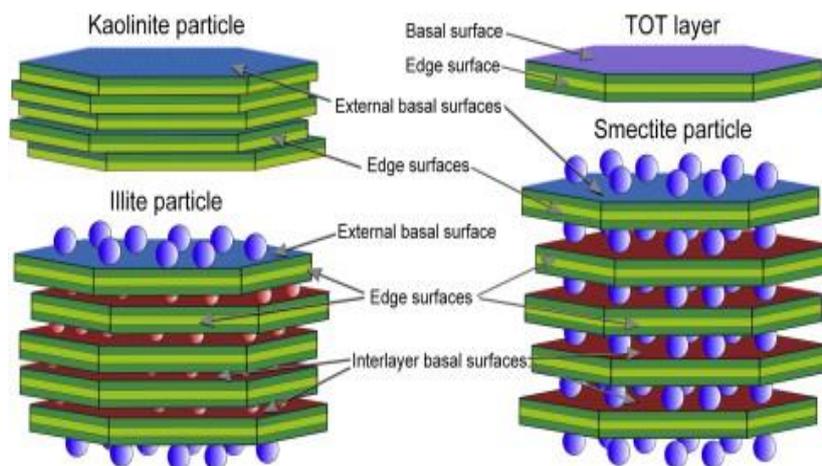


Figure I.15. Les positions des surfaces de bord, des surfaces basales externes et des surfaces basales internes sur une couche TOT et dans les particules de kaolinite, d'illite et de smectite [68]

I.5.4. La théorie de la double couche diffuse (DDL)

La théorie de la double couche diffuse, formulée initialement par Gouy [69] puis développée par Chapman [70], fournit une base solide pour comprendre le comportement de gonflement des échantillons d'argile. Lorsque de l'eau entre en contact étroit avec l'argile, les particules d'argile chargées négativement ont une propension à attirer les molécules d'eau dipolaires. Ces molécules d'eau se dispersent et s'attachent à la surface des particules d'argile, ce qui augmente l'épaisseur de la couche adsorbée entourant ces particules. Cette couche est connue sous le nom de double couche diffuse (DDL) et peut être décrite comme une structure ionique qui caractérise les variations du potentiel électrique négatif à proximité de la surface des particules d'argile [71] (Figure I.16).

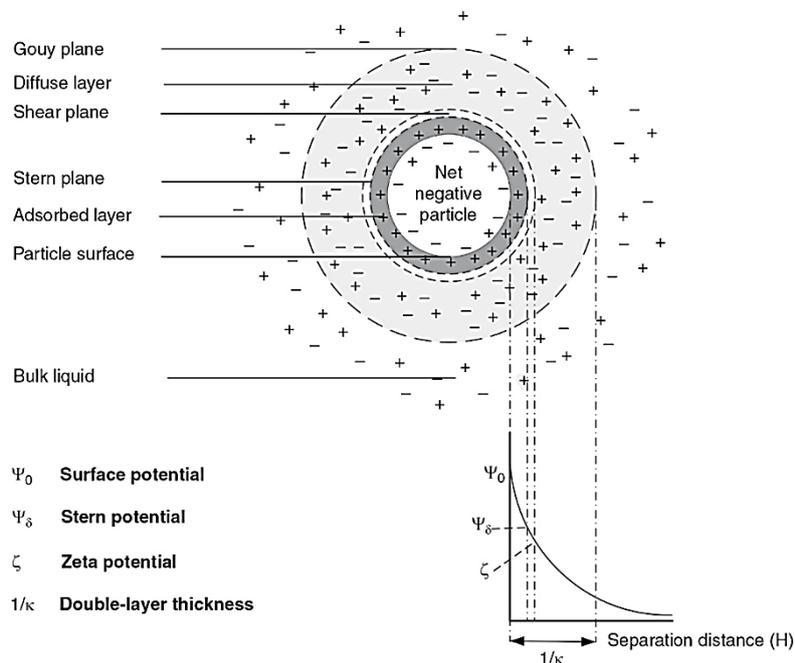


Figure I.16. Structure théorique de la double couche électrique [72]

Description du modèle de la double couche électrochimique :

Nous pouvons succinctement décrire la double couche comme un modèle qui divise l'interface entre le métal et la solution en deux couches distinctes :

La couche adsorbée (ou couche de Helmholtz) : Cette couche est extrêmement mince et contient des espèces chargées qui compensent la charge présente à la surface de l'électrode.

La couche diffuse : Cette couche est moins polarisée que la couche adsorbée et, bien qu'elle ne présente pas une électroneutralité parfaite, elle est composée d'espèces chargées positivement et négativement. C'est dans la solution que l'électroneutralité sera pleinement respectée.

Divers modèles décrivant les interfaces entre un métal et une solution sont disponibles dans la littérature scientifique. Parmi ceux-ci, nous pouvons citer :

✓ Le modèle de Helmholtz [73]: Mathématiquement, ce modèle simplifie la double couche en un condensateur, en se basant sur l'idée qu'une couche d'ions est adsorbée à la surface.

✓ Le modèle de Gouy et Chapman [69]: Dans ce modèle étendu, le potentiel de surface décroît de manière exponentielle en raison de la présence d'une couche de contre-ions de la solution qui s'adsorbe à la surface.

✓ Le modèle couramment utilisé aujourd'hui est le modèle de Gouy-Chapman-Stern, qui combine les deux modèles précédents en introduisant la notion de la couche dense de Helmholtz (également appelée couche de Stern) et la couche diffuse de Gouy-Chapman. Dans ce modèle, la couche diffuse commence à une certaine distance de la surface métallique [74].

I.5.5. L'activité de l'argile

Skempton [75] a avancé l'idée que les variations significatives de volume observées lors du gonflement et du retrait des argiles dépendent de deux facteurs : l'indice de plasticité et la proportion d'argile colloïdale présente dans le sol. Pour quantifier cette relation, il a introduit le concept d'activité (A), qui est calculé en prenant le rapport sans dimension entre l'indice de plasticité et la fraction d'argile ayant une taille de particule inférieure à deux microns ($C_2 < 2 \mu\text{m}$), les deux mesurés en pourcentage [76]. Ainsi, la formule pour calculer l'activité "A" est la suivante

$$\text{Activité (Ac)} = \frac{\text{Indice de plasticité (Ip) en \%}}{\text{Fraction d'argile plus fine que } 2 \mu\text{m en \%}} \dots\dots\dots (\text{I.1})$$

Une pente plus raide sur le graphique indique une activité plus élevée. La Figure I.17 illustre un graphique pour un sol argileux contenant différents types d'argiles, notamment la kaolinite, l'illite et la montmorillonite.

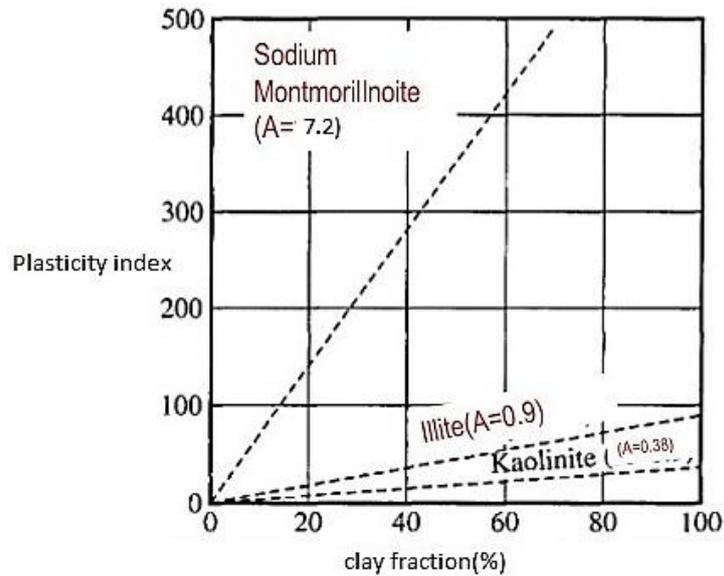


Figure I.17. Activité des minéraux argileux [77].

Selon Skempton, les argiles sont classées en fonction de leur activité, comme indiqué dans le Tableau I.7.

Tableau I.7. Classification des sols gonflants en fonction de l'activité [78].

Degré d'activité	Activité
Inactive	Argile inférieure à 0.75
Normal	Argile de 0.75 – 1.25
Active	Argile supérieure à 1.25

Un sol avec une activité inférieure à 0,75 est considéré comme inactif, ce qui signifie qu'il a un potentiel de changement de volume faible. Les sols ayant une activité comprise entre 0,75 et 1,0 sont considérés comme actifs, ce qui signifie qu'ils ont un potentiel élevé de changement de volume. Les sols avec une activité supérieure à 1,0 sont considérés comme très actifs, démontrant ainsi un potentiel très élevé de changement de volume. Une autre méthode pour identifier les sols gonflants est d'utiliser la méthode de l'activité citée par Carter et Bentley [79]. Le graphique de classification correspondant est présenté dans la Figure I.18. Il convient de noter que le terme "activité" dans la Figure I.17 est défini légèrement différemment de l'équation suivante [80]:

$$A_c = IP / (C - 5) \dots\dots\dots (I.2)$$

Où IP : est l'indice de plasticité, et C : est la teneur en argile.

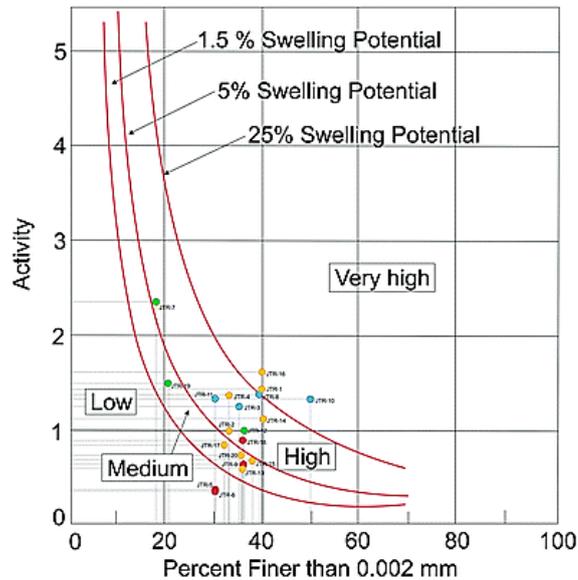


Figure I.18. Classification du potentiel de gonflement basé sur la méthode des semences [81].

I.5.6. L'effet de l'état initiale du sol

Les paramètres géotechniques fondamentaux, tels que la teneur en eau initiale et la densité sèche, qui sont déterminés à une échelle macroscopique lors de l'échantillonnage, jouent un rôle crucial dans le processus de retrait et de gonflement des sols argileux. De nombreuses études ont été menées sur ces paramètres, notamment par Komornik et David [82], Basma et al. [83], Chen [84], Brackley [85], et Komine et Ogata [86]. Ces études soutiennent l'idée que la pression de gonflement dépend principalement de la densité sèche initiale du matériau et qu'elle est indépendante de la teneur en eau initiale [87].

I.5.6.1. L'effet de la teneur en eau initiale

De nombreuses études ont révélé que la granulométrie peut influencer le gonflement des argiles. Nous allons mentionner quelques exemples de ces recherches.

✓ Alonso et al. [88], comme cité par Bengraa [89], ont démontré que le gonflement pour différentes teneurs en eau initiales suit une relation linéaire (Figure I.19). La nature de cette relation permet de définir une teneur en eau critique (équivalente à 22 %) qui entraînerait un gonflement apparent nul [4].

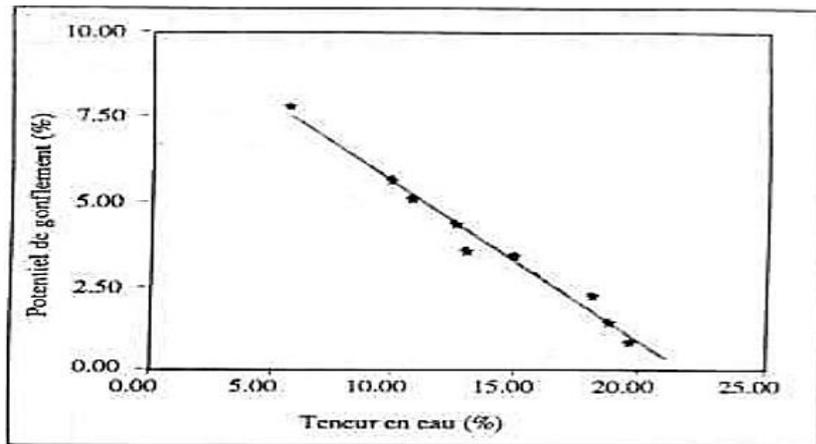


Figure I.19. Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale.

✓ Hachichi et Fleureau [90] ont observé qu'il y a une tendance à la réduction du gonflement à mesure que la teneur en eau initiale augmente. Ils ont confirmé qu'une augmentation de la teneur en eau initiale entraîne uniquement une diminution du gonflement au-dessus de la limite de retrait ; en dessous de cette limite, le gonflement ne change pas [4].

✓ Hachichi [91] a examiné comment la teneur en eau affecte le gonflement en réalisant cinq essais avec deux types d'argile ayant différentes teneurs en eau : 0, 5, 10, 15 et 20 %. Conformément à la Figure I.20, il a constaté que la relation entre le gonflement et la teneur en eau initiale est presque linéaire, avec une augmentation du gonflement inversement proportionnelle à la teneur en eau initiale [4].

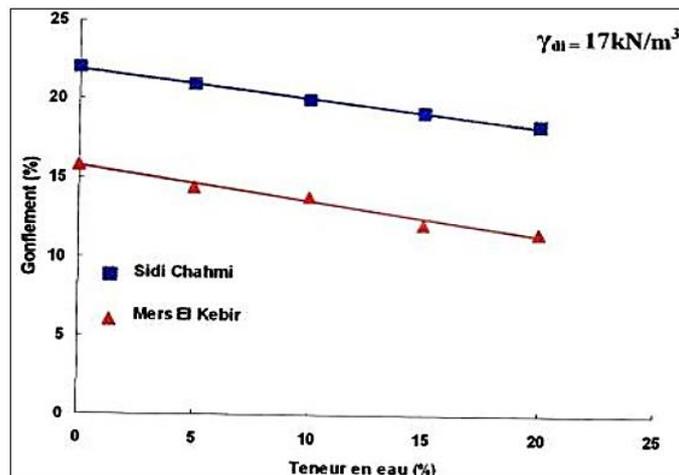
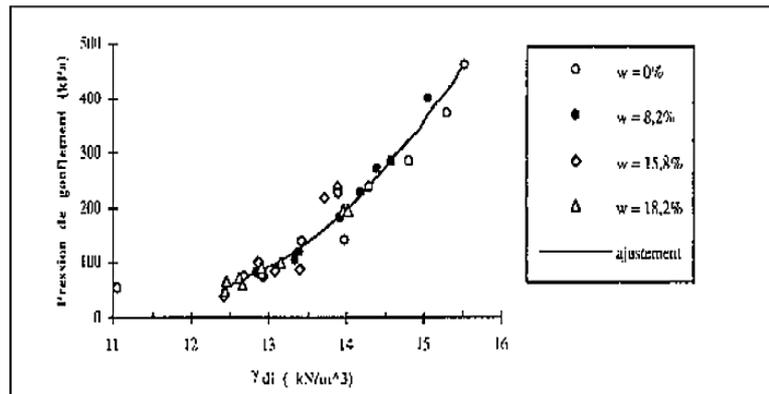


Figure I.20. Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale.

I.5.6.2. L'effet de la densité sèche initiale

La densité sèche initiale a un impact significatif sur le gonflement et la pression de gonflement.

✓ Sridaharan et al. [92] ont réalisé 32 tests de gonflement à volume constant en utilisant quatre teneurs en eau initiales différentes. Leurs résultats ont montré que la pression de gonflement varie en proportion de la densité du sol et inversement proportionnelle à la teneur en eau (Figure I.21) [4].



Densité sèche (KN/m^3)

Figure I.21. Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité sèche.

✓ Hachichi [91] a effectué une étude sur l'influence de la densité sèche sur le gonflement. Dans le cadre de cette étude, des tests ont été réalisés sur des échantillons reconstitués à partir de deux types d'argiles, en faisant varier la densité sèche initiale dans une plage de 13 à 17 KN/m^3 , avec une teneur en eau initiale de 20 %. Les résultats ont montré que le gonflement maximal libre augmentait de manière linéaire avec l'augmentation de la densité sèche initiale (Figure I.22) [4].

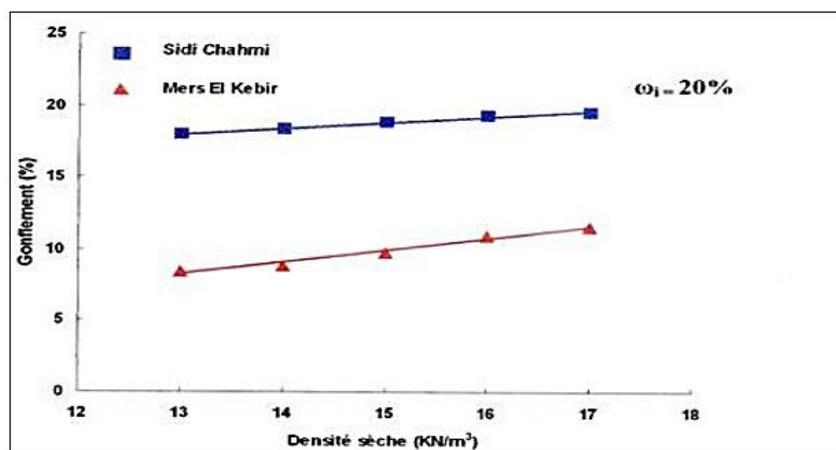


Figure I.22. Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale.

I.6. Stabilisation des sols gonflants

L'efficacité des techniques courantes de stabilisation chimique et mécanique des sols pour résoudre le problème de gonflement des sols expansifs a été évaluée au moyen d'une étude expérimentale approfondie. La stabilisation chimique a été réalisée en utilisant des agents classiques tels que la chaux et le ciment, ainsi qu'un polymère commercialisé sous la marque CBR PLUS. La stabilisation mécanique a été réalisée en renforçant les échantillons avec des fibres et en soumettant ces derniers à des cycles de gonflement et de retrait. Les échantillons de sol traités chimiquement et renforcés par des fibres ont été soumis à des tests de gonflement potentiel à l'aide d'un œdomètre conventionnel, tandis que les cycles de gonflement-retrait ont été appliqués à l'aide d'un œdomètre à température contrôlée modifié [7].

I.6.1. Technique mécanique/physique

Les techniques mécaniques de stabilisation des sols sont employées depuis de nombreuses années. Quatre méthodes couramment utilisées dans ce type de stabilisation sont :

I.6.1.1. Compactage

L'un des facteurs qui influent sur l'ampleur du gonflement est la densité sèche du sol. Il a été préconisé de compacter les sols expansifs à une densité sèche minimale plutôt qu'à une densité sèche maximale. Des études menées par Holtz [93], Gizienski et Lee [94], Seed et Chan [95], Holtz et Gibbs [96], ainsi que Seed, Mitchell et Chan [97] ont démontré que la réduction de la densité sèche des sols expansifs peut réduire le potentiel de gonflement. Par exemple, en réduisant la densité sèche d'un sol expansif typique de 5,22 à 4,79 kPa, la pression de gonflement peut passer de 13 000 à 5 000 livres par pied carré, et le potentiel de gonflement de 2,5 %. Cette réduction peut être obtenue sans modifier la teneur en eau du sol.

L'avantage principal de cette approche est qu'elle permet de réduire le potentiel de gonflement sans introduire une quantité excessive d'eau dans le sol. Selon Gizienski et Lee [94], à la teneur en eau optimale, la diminution du degré de compactage réduit le potentiel de gonflement.

La méthode de compactage utilisée a également un impact sur les caractéristiques de gonflement des sols expansifs compacts. Pour un sol présentant la même teneur en eau et la même densité, le gonflement est plus important pour une structure flocculée que pour une structure déflocculée. La Figure I.23 compare la différence de pression de gonflement entre

deux types de compactage (statique et pétrissage). Cette figure montre que l'utilisation d'un équipement de compactage générant une action de pétrissage et créant une structure dispersée, tel qu'un rouleau à pieds de mouton, produit les meilleurs résultats pour le contrôle du gonflement [6].

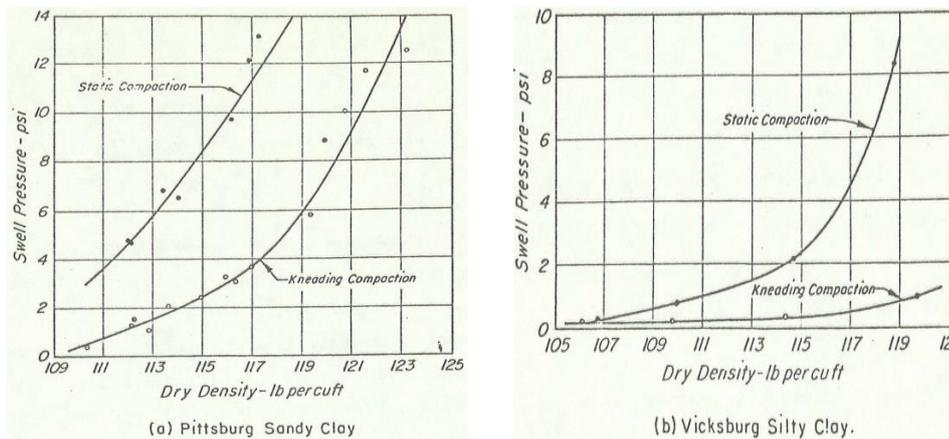


Figure I.23. Effet de la méthode de compactage sur la pression de gonflement pour des échantillons compactés à un degré élevé de saturation.

I.6.1.2. Pré-humidification

Les cycles d'humidification-pré-humidification ont également été utilisés comme méthode de traitement au fil du temps. Le principe fondamental de cette approche consiste à apporter de l'humidité au sol expansif pour permettre son gonflement avant de réaliser la construction. Cependant, il est essentiel de maintenir la teneur en eau à un niveau élevé afin de stabiliser le volume du sol et de le maintenir à un état constant [87].

Chen [84], a fait référence à une étude d'E. J. Felt [98] portant sur un projet de pré-humidification. Dans cette étude, il a été observé que la teneur en eau du sol n'a pas augmenté de manière significative après le premier mois de pré-humidification. Cependant, pendant les 5 mois suivants, le sol a continué à gonfler. On a émis l'hypothèse que l'eau initialement infiltrée avait probablement été absorbée par des fissures présentes dans l'argile, ce qui avait empêché une expansion complète du sol. Avec le temps, l'eau s'est déplacée des fissures vers la masse de sol en blocs, ce qui a entraîné un gonflement dans l'ensemble de la masse du sol plutôt que dans un seul chemin d'écoulement [99].

Cependant, l'efficacité de cette méthode dépend de la conductivité hydraulique des sols pré-humidifiés, qui doit être élevée pour permettre un trempage rapide. Lorsqu'il s'agit de sols expansifs avec une faible conductivité hydraulique, l'efficacité de la technique de pré-humidification est remise en question. Toutefois, dans la pratique courante, on utilise des agents tels que des composés organiques possédant une tête hydrophile et une queue

hydrophobe, communément appelés surfactants, pour accélérer le processus d'infiltration de l'eau à travers la couche de sol expansif [100].

Cette méthode peut être plus adaptée aux sols ayant un potentiel d'expansion faible ou modéré. Par conséquent, il est important de procéder à une évaluation minutieuse du potentiel d'expansion du sol avant d'appliquer cette technique [99].

I.6.1.3. Cycles d'humidification-séchage

En raison du comportement de changement de volume des sols expansifs, il est courant d'utiliser des cycles d'humidification et de séchage du sol pour étudier les conditions d'équilibre sur le terrain. Un cycle d'humidification-séchage consiste principalement à saturer le sol expansif d'eau jusqu'à ce qu'il atteigne un gonflement complet, puis à le sécher jusqu'à sa teneur en eau initiale. Ce cycle est répété jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint, marqué par la disparition progressive de la déformation plastique du sol [100].

De nombreuses études, notamment celles menées par Al-Homoud et al. [101], Tripathy et al. [102], Rao et Tripathy [103], Alonso et al. [104], Tripathy et Subba Rao [105], Ahmadi et al. [106], Estabragh et al. [107], Thyagaraj et Zodinanga [108] et Estabragh et al. [109], ont montré que les sols expansifs soumis à des cycles répétés d'humidification et de séchage présentent une réduction significative de leur potentiel de gonflement. Cependant, d'autres études, comme celles d'Osipov et al. [110], Basma et al. [83], Estabragh et al. [111, 112], ont rapporté un effet contraire, où le processus cyclique d'humidification et de séchage favorise une augmentation notable du potentiel de gonflement [7].

Soltani et al. [7] ont mené une étude récente sur l'impact des cycles d'humidification-séchage sur le comportement de gonflement d'un sol expansif. Leurs résultats ont clairement montré une réduction d'environ 50 % du potentiel de gonflement, une augmentation de 30 % du potentiel de retrait, et une plage de déformation plastique passant de 6,8 % (au 1er cycle) à 0,3 % (au 5e cycle), ce qui représente un état d'équilibre. Plusieurs chercheurs ont également signalé une réduction similaire du potentiel de gonflement à mesure que le nombre de cycles d'humidification-séchage augmente. Parmi eux, on compte Yazdandoust et Yasrobi [113], Ahmadi et al. [106], Thyagaraj et Zodinanga [108], et Estabragh et al. [109, 114]. Cependant, d'autres études ont enregistré des résultats contradictoires, comme Tawfiq et Nalbantoglu [115], Estabragh et al. [111, 112, 116].

I.6.1.4. Remplacement du sol

Le remplacement du sol est considéré comme une solution relativement simple pour résoudre les problèmes posés par les sols de fondation problématiques. Cette méthode implique initialement l'élimination du sol expansif et son remplacement par des sols non gonflants. Il est important de déterminer soigneusement le type de matériau à utiliser, la profondeur du remplacement et l'étendue de la zone à remplacer. Lorsqu'il s'agit de remblai artificiel, il est essentiel de limiter la profondeur de la couche de remplacement. La décision quant à la profondeur du remplacement est basée sur les caractéristiques de gonflement du sol, qui sont déterminées par des tests en laboratoire, ainsi que sur des considérations telles que la pression de soulèvement et la dilatation observée sur le terrain. Un des principaux avantages du remplacement du sol est son coût relativement bas par rapport à d'autres techniques, notamment les traitements chimiques [99].

✓ **Si la couche est relativement mince**, il peut être envisageable de la retirer complètement, c'est ce qu'on appelle un remplacement total.

✓ **En revanche, si la couche est épaisse**, un retrait complet peut ne pas être pratique ou économiquement viable. Dans ce cas, on peut opter pour l'excavation jusqu'à une certaine profondeur, puis remplir la zone excavée avec du sable ou un autre matériau granulaire, ce qui constitue un remplacement partiel.

I.6.2. Technique chimique

La stabilisation chimique des sols est une méthode couramment utilisée pour améliorer la stabilité des sols. Son objectif principal est d'apporter des améliorations telles que l'augmentation de la taille des particules du sol (ce qui diminue l'indice de plasticité), la réduction du potentiel de retrait-gonflement et l'amélioration de la cimentation. Pour réaliser cette stabilisation, on introduit une quantité définie d'un composé chimique spécifique dans le sol expansif. Au fil du temps, divers composés chimiques, notamment la chaux, les cendres volantes, le ciment, et d'autres, ont été employés avec succès pour stabiliser les sols de cette manière [5].

I.6.2.1. Ajout de solutions salines

Plusieurs approches sont utilisées dans le domaine du traitement chimique des sols expansifs à l'aide de solutions salines. Voici quelques-unes des méthodes courantes :

✓ Tamadher T. Abood, Anuar Bin Kasa, Zamri Bin Chik ont étudié l'effet de l'ajout de trois composés chlorés (NaCl , MgCl_2 , CaCl_2) sur les propriétés d'un sol limoneux argileux. Le sol a été testé pour sa limite de liquidité, sa limite de plasticité, sa densité

apparente sèche, sa teneur en eau et sa résistance au cisaillement. L'ajout de chacun des composés chlorés a diminué la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité du sol. La densité apparente sèche a augmenté et la teneur en eau optimale a diminué avec l'augmentation de la concentration en sels. La résistance à la compression du sol a augmenté avec l'ajout de composés chlorés. Cela pourrait contribuer à améliorer la résistance du sol et d'autres propriétés du sol [14].

✓ Kesava et al. ont étudié l'effet de l'ajout d'électrolytes (KCl, CaCl₂ et FeCl₃) sur les propriétés d'un sol expansif. Ils ont constaté une réduction considérable de la tendance au gonflement et au retrait. Ils ont observé que le chlorure de calcium donnait de meilleurs résultats que les chlorures ferriques et de potassium. De plus, les valeurs de résistance à la compression ont augmenté pour les trois produits chimiques jusqu'à 1 %, puis une tendance à la baisse de la résistance a été observée (Voir Figure I.24 et Figure I.25) [15].

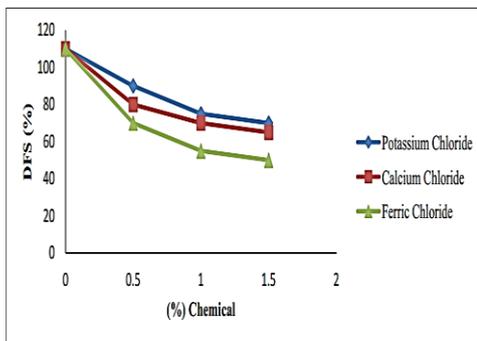


Figure I.24. Variation de l'Expansion (Gonflement libre différentielle).

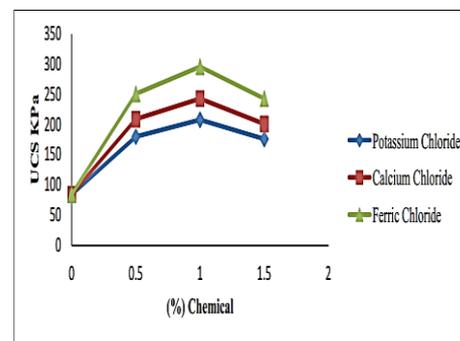


Figure I.25. Variation de Rc en 14 jours (Période de Durcissement).

✓ Magdi M. E. Zumrawi a étudié les effets de trois sels de chlorure (AlCl₃, FeCl₃, NH₄Cl) sur les propriétés de gonflement du sol argileux expansif du Soudan. Ils ont montré que l'ajout de chaque sel de chlorure (AlCl₃, FeCl₃, NH₄Cl) à l'argile expansible réduisait la limite de liquidité et l'indice de plasticité. Ils ont également montré une diminution significative des caractéristiques de gonflement de l'argile expansive stabilisée avec l'ajout de NH₄Cl, tandis que la réduction minimale a été observée avec l'ajout de sel d'AlCl₃ (Figure I.26) [16].

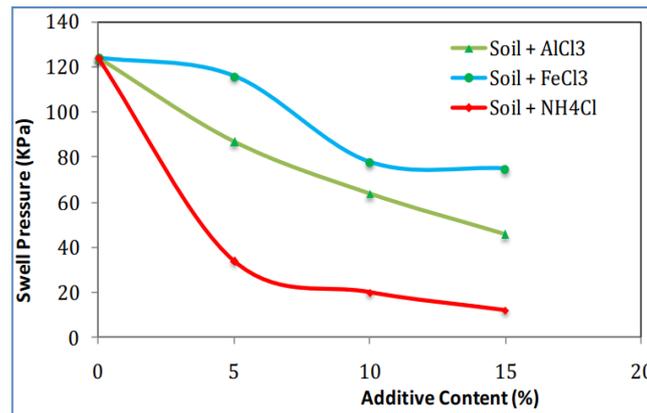


Figure I.26. Variation de la pression de gonflement avec diverses teneurs en AlCl_3 , FeCl_3 et NH_4Cl .

I.6.2.2. L'ajout de liant hydraulique

Les liants hydrauliques sont considérés comme l'un des matériaux de construction les plus importants et sont largement utilisés. Ils ont été utilisés comme additifs pour améliorer la qualité des matériaux en génie civil en général et en géotechnique en particulier. Plusieurs expériences ont été menées dans ce domaine sur le sol argileux afin d'améliorer sa stabilité, et nous allons mentionner les dernières recherches.

I.6.2.2.1. Ajout de chaux

La chaux augmente les ions calcium et magnésium qui se substituent aux ions sodium et potassium dans l'argile. Comme ces derniers dépendent peu de l'eau, ils améliorent les propriétés de l'argile et réduisent le gonflement [117, 118]. La limite plastique de l'argile augmente également, mais la limite de liquidité peut soit augmenter soit diminuer [119-124]. La réaction de la chaux avec l'argile dépend de la température de l'environnement. La production de chaleur due à la chaux vive peut faciliter les réactions [18].

L'ajout de chaux a réduit la limite de liquidité, et cet ajout de chaux est un réducteur efficace du gonflement pour l'argile de Mers el Kébir. Plus le pourcentage de chaux est élevé, plus son potentiel de gonflement et de pression est faible. Les tests montrent l'existence de gros pores dans l'argile non traitée après gonflement. Le traitement à un pourcentage élevé de chaux réduit considérablement le diamètre moyen des pores de l'argile traitée. Cela peut s'expliquer par les réactions de la chaux avec l'argile, y compris la floculation, qui conduisent à la formation de particules plus grosses et à une diminution de la porosité (Souad Amel et Bourokba Mrabent) (Voir Figure I.27) [19]. Ahmed M. Elsharief et Adil A.M. Elhassan [20] ont également obtenu des résultats similaires aux résultats précédents.

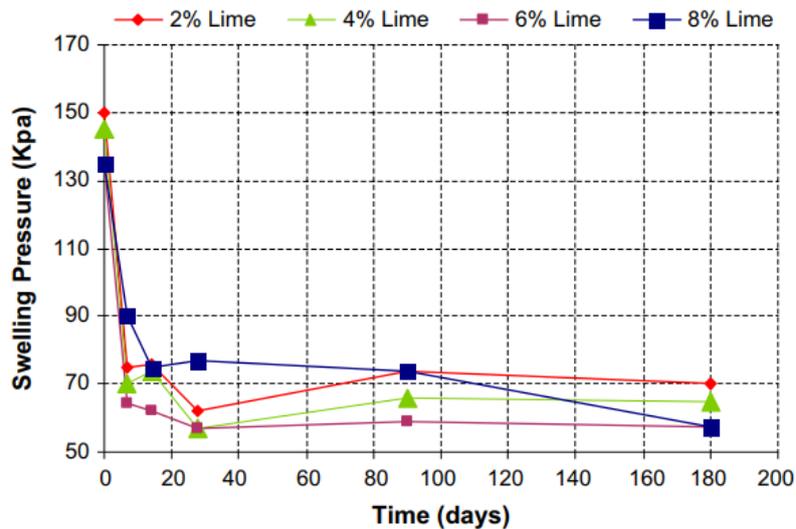


Figure I.27. Effet du temps de durcissement sur la pression de gonflement des mélanges d'argile et de chaux dans l'atmosphère.

I.6.2.2.2. Ajout de gypse

Ameta et al. [125] ont étudié l'aspect économique de l'utilisation de mélanges de chaux et de gypse, et des changements de pression de gonflement ont été signalés. FIPR [126] a constaté une augmentation de la résistance d'échantillons de sol phosphaté mélangés avec du gypse après une période de durcissement de 360 jours. Bell et Maud [127] ont mentionné l'effet de la stabilisation au gypse sur les sols dispersifs (érodables), en particulier dans la construction de digues en terre, et ont rapporté que le gypse sous forme de poudre très finement divisée peut être utilisé comme matériau de stabilisation en raison de son coût relativement bas et de sa solubilité raisonnable dans l'eau. Le taux de réaction d'échange de base est contrôlé par sa solubilité dans l'eau ayant une valeur de PH élevée [21].

Işık Yılmaz et Berrin Civelekoglu ont montré dans leur étude une diminution de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité lors de l'ajout de gypse pour améliorer le sol. Ils ont observé que le durcissement avec du gypse améliore la résistance à la compression de la bentonite. Les résultats de cette étude ont montré que le gypse est un bon additif pour l'amélioration des argiles gonflantes (Voir Figure I.28 et Figure I.29) [21].

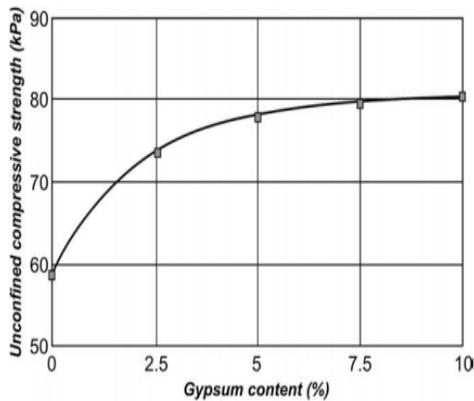


Figure I.28. Variation de R_c en fonction de la teneur en gypse.

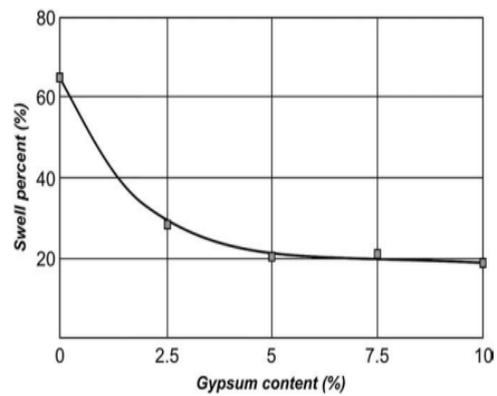


Figure I.29. Variation du pourcentage de gonflement en fonction de la teneur en gypse.

I.6.2.2.3. Ajout de ciment

Le ciment est composé de nombreux minéraux et est fabriqué en combinant du clinker de ciment (la cuisson d'un mélange approprié de calcaire et d'argile) avec du gypse. Lorsque le ciment est mélangé avec de l'eau, il forme du silicate de calcium hydraté et de l'hydroxyde de calcium $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$. Le silicate de calcium hydraté, généralement appelé gel CSH, se forme à la surface des particules de ciment et, en raison de son fort effet de cimentation, elle lie le sol ensemble et augmente sa résistance. Étant donné que la réaction hydraulique se produit considérablement plus rapidement que la réaction pouzzolanique, le sol stabilisé au ciment atteint normalement une résistance plus élevée que le sol stabilisé à la chaux, en particulier au cours des premiers mois [22].

Le ciment est considéré comme l'un des matériaux les plus importants utilisés depuis plusieurs années dans le domaine de l'ingénierie. Il a été utilisé comme additif pour traiter la stabilité des sols argileux, et de nombreuses études ont été menées dans ce domaine. Nous allons rappeler certaines de ces recherches sur l'effet de cette substance sur la stabilité des sols argileux.

Le travail expérimental de Farid Sariosseiri et Balasingam Muhunthan [23] a inclus l'ajout de différents pourcentages de ciment Portland (2,5 %, 5 %, 7,5 % et 10 % du poids sec du sol) au sol hôte. Étant donné que les sols du côté Ouest de Washington ont tendance à être humides par rapport à leur teneur en eau optimale, le taux de réduction de la teneur en eau avec le temps est d'intérêt pratique. En tant que tel, le taux de dessiccation des sols, généralement appelé solidification, a été déterminé pour les sols hôtes et traités. Des tests de limite d'Atterberg ont été réalisés sur les sols originaux et mélangés selon la norme ASTM D4318. L'effet du ciment sur les caractéristiques de compactage des sols a été

déterminé en effectuant des essais Proctor standard sur des échantillons conformément à la norme ASTM D698, avec différentes quantités de ciment. Les résultats de cette étude étaient les suivants :

- ✓ L'ajout d'un faible pourcentage de ciment a considérablement augmenté le taux de dessiccation des sols.
- ✓ L'ajout de ciment a initialement augmenté l'indice de plasticité, tandis qu'un pourcentage plus élevé de ciment a entraîné une réduction de l'indice de plasticité. Ainsi, les sols traités au ciment ont une meilleure aptitude au travail.
- ✓ L'ajout de ciment a augmenté la teneur en eau optimale et a réduit la densité sèche maximale des sols.
- ✓ Le traitement au ciment entraîne une augmentation significative de la résistance à la compression et du module d'élasticité des sols.

Les résultats précédents sont présentés par les [Figure I.30](#), [Figure I.31](#), [Figure I.32](#), et [Figure I.30](#):

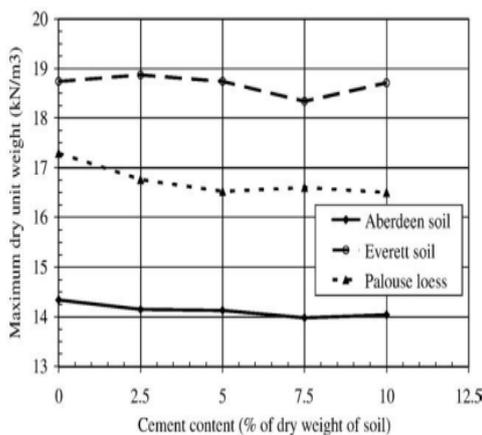


Figure I.30. Effet du traitement au ciment sur la densité sèche maximale.

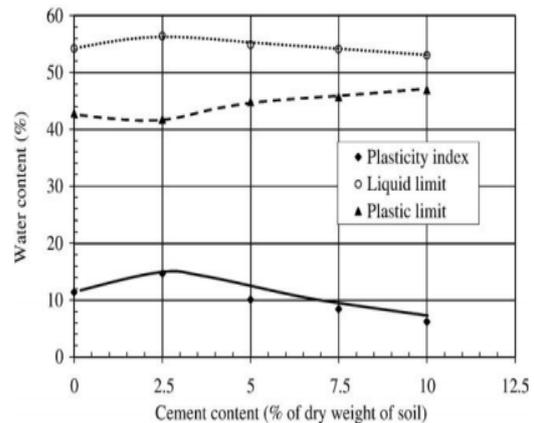


Figure I.31. Limites de consistance du sol d'Aberdeen.

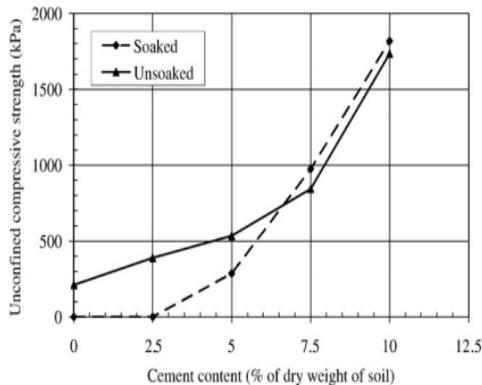


Figure I.32. Effet du traitement au ciment sur Rc du sol d'Aberdeen.

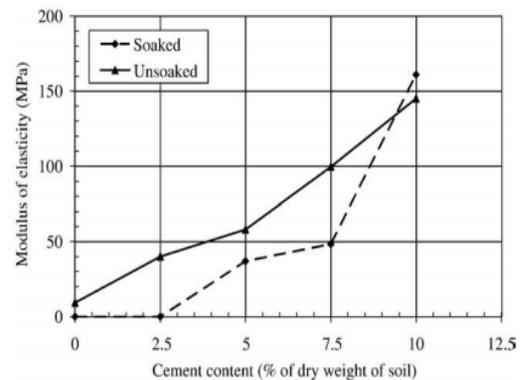


Figure I.33. Effet du traitement au ciment sur le module d'élasticité du sol d'Aberdeen.

D'autre part, il existe une étude sur l'effet du ciment sur la stabilité du sol réalisée par Mahamedi Abdelkrim et Khemissa Mohamed. Cette étude a été réalisée sur un sol non traité (échantillon témoin) et sur un sol traité avec différentes quantités d'un ciment.

Les résultats de ces tests ont montré une diminution de la pression de gonflement de l'argile et du gonflement libre correspondant, ce qui signifie que l'argile devient non expansive et plus compactable (Figure I.34 et Figure I.35) [24].

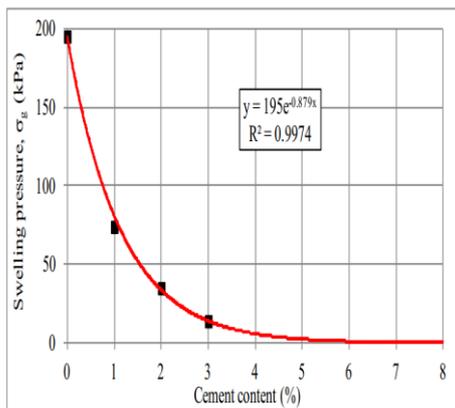


Figure I.34. Pression de gonflement de l'argile fonction de la teneur en ciment.

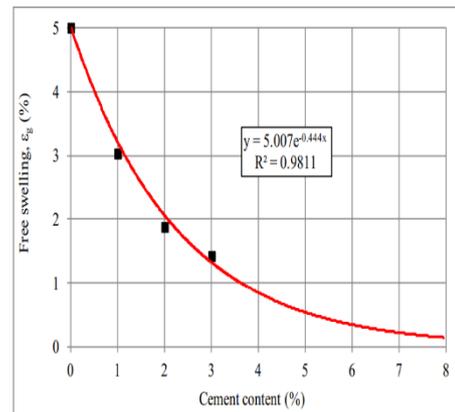


Figure I.35. Gonflement libre de l'argile fonction de la teneur en ciment.

I.6.2.3. Autres ajouts

Pendant un certain temps, plusieurs études ont été menées pour améliorer la stabilité du sol en ajoutant différents matériaux, comme l'utilisation de la cendre volante par Zalihe Nalbantoglu. Il a ajouté de la cendre volante à deux types de sol, Degirmenlik et Tuzla, et a obtenu une réduction des valeurs de pression de gonflement des deux sols, ce qui indique que le gonflement des sols est évité sous des pressions plus faibles (Voir Figure I.36) [128].

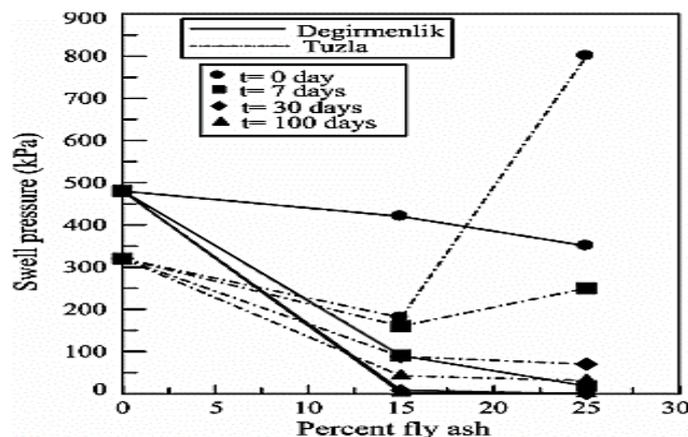


Figure I.36. Effet de la cendre volante et le temps de durcissement sur les valeurs de pression de gonflement des sols de Degirmenlik et Tuzla [128].

Il existe également plusieurs autres études, telles que celle menée par Faisal I. Shalabi et al, qui ont ajouté du scories d'acier, en tant que matériau de stabilisation. Ils ont constaté que la présence de scories d'acier, améliorait le potentiel de gonflement des sols argileux. À la fois le pourcentage de gonflement libre et la pression de gonflement diminuent presque linéairement avec l'augmentation de la teneur en scories d'acier (Figure I.37 et Figure I.38) [129].

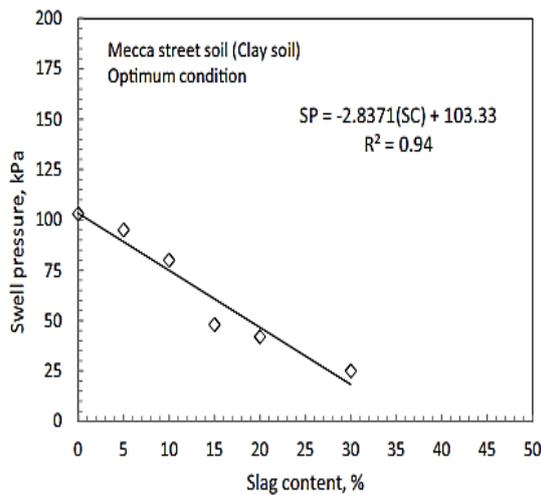


Figure I.37. Variation de la pression de gonflement de l'argile traitée avec la teneur en scories d'acier [129].

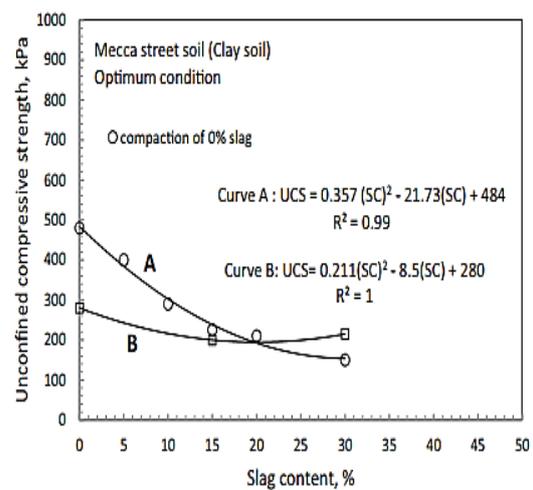


Figure I.38. Résistance à la compression de l'argile traitée en fonction de la Teneur en scories d'acier [129].

Akshaya Kumar Sabat a réalisé une étude sur les effets de la poussière résiduelle de céramique sur la limite de liquidité, la limite de plasticité, l'indice de plasticité, les caractéristiques de compactage, la résistance à la compression et la pression de gonflement des sols expansifs. Il a constaté une diminution de la limite liquidité, de la limite plasticité et de l'indice de plasticité. De plus, il y a eu une diminution de la pression de gonflement avec l'ajout de poussière résiduelle de céramique. Il y a eu une diminution de 81,5 % de la pression de gonflement du sol par rapport au sol non traité lors de l'ajout de 30 % de poussière résiduelle de céramique (Voir Figure I.39 et Figure I.40) [130].

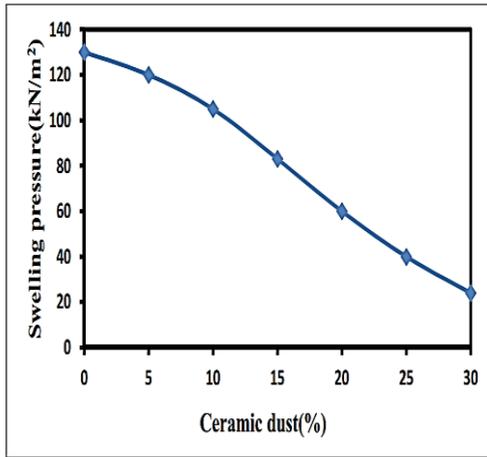


Figure I.39. Variation de la pression de gonflement en fonction du pourcentage de poussière résiduelle de céramique [130].

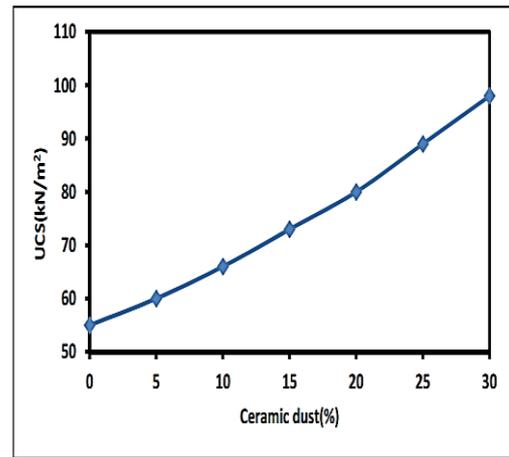


Figure I.40. Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de poussière résiduelle de céramique [130].

D'autre part, B.Louafi et R.Bahar ont étudié l'effet de l'ajout de sable sur les propriétés des sols gonflants. Ils ont constaté que le potentiel de gonflement et la pression de gonflement diminuaient considérablement avec la teneur en sable dans le mélange [131]. Cette étude est illustrée dans la Figure I.41.

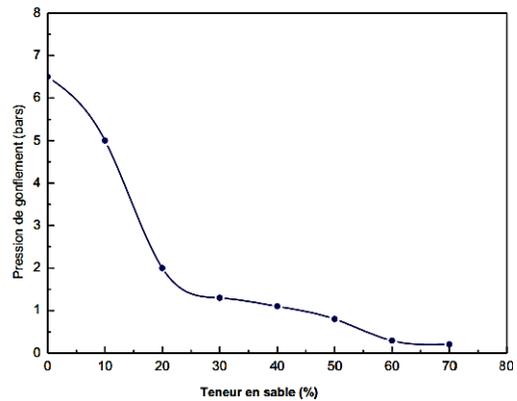
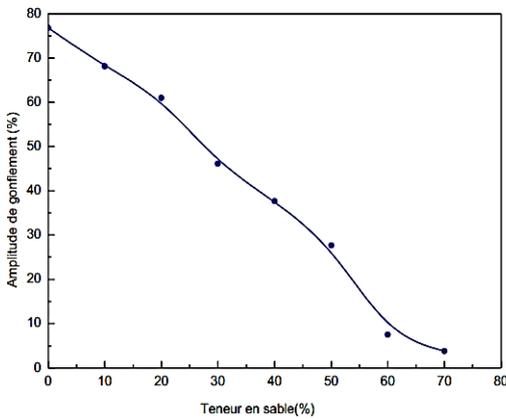


Figure I.41. Variation du taux et de la pression de gonflement en fonction de la teneur en sable [131].

I.6.3. Avantages et désavantages des techniques de stabilisation mécanique et chimique

Tableau I.8. Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation mécanique et chimique des sols [100].

Technique	Avantages	Inconvénients
Mécanique	<p>1-L'application du procédé est relativement facile et ne nécessite pas de personnel hautement qualifié</p> <p>2- Il ne nécessite pas d'essais de normalisation en laboratoire qui prennent du temps lorsqu'il n'y a pas d'additifs</p> <p>3-Il n'y a pas de risque d'effets négatifs sur l'environnement en raison de la libération de composés potentiellement nocifs</p> <p>4-Il peut servir d'alternative efficace à la gestion des déchets dans les décharges lorsque des déchets sont utilisés</p> <p>5- Il peut être facilement appliqué lorsque les propriétés d'ingénierie du sol ne sont pas considérées comme critiques.</p>	<p>1-Il s'agit d'une activité physique prolongée à exécuter in situ lorsque le contrôle de la qualité est essentiel, ce qui peut prendre beaucoup de temps ;</p> <p>2-Le résultat escompté peut être imprévisible, en particulier dans le cas des cycles de pré-mouillage/mouillage-séchage ;</p> <p>3-Il peut ne pas être considéré comme suffisant lorsque l'état du sol est très critique, comme dans le cas des sols expansifs ;</p> <p>4-Les méthodes mécaniques ne sont généralement pas suffisantes en tant que méthodes autonomes et doivent souvent être complétées par une stabilisation chimique.</p>
Chimique	<p>1-Le résultat attendu est obtenu à partir d'essais normalisés en laboratoire ;</p> <p>2- Le plus souvent, la quantité d'additif chimique nécessaire pour obtenir une stabilisation efficace est généralement faible, ce qui en fait un avantage en termes de coût ;</p> <p>3-Puisque le processus est basé sur une réaction chimique dépendant du temps qui se produit spontanément après le mélange initial, il n'est pas considéré comme exigeant beaucoup de temps ;</p> <p>4-Sert également de stratégie de gestion des déchets pour recycler les sous-produits industriels ;</p> <p>5-Considéré comme efficace quelles que soient les propriétés techniques du sol.</p>	<p>1- L'application in situ peut s'avérer inapte d'un point de vue pragmatique si les conditions sur le terrain diffèrent considérablement de celles simulées lors des expériences contrôlées en laboratoire ;</p> <p>2-La libération de composés nocifs est souvent associée à la production et à la réaction de certains agents traditionnels, ainsi qu'au risque de contamination des eaux souterraines par lixiviation d'éléments/composés toxiques ;</p> <p>3-Peut ne pas convenir lorsque le coût d'obtention de l'additif chimique devient prohibitif par rapport à la quantité nécessaire pour obtenir une stabilisation efficace du sol ;</p> <p>4- Lorsque des conditions défavorables prévalent, l'effet de la stabilisation chimique peut devenir néfaste, par exemple des réactions entre le sol et la chaux, des fissures induites par la stabilisation, etc.</p>

I.7. Conclusion

Le sol argileux est couramment présent dans de nombreuses régions du monde et il se caractérise par sa tendance à perdre facilement ses propriétés, créant ainsi de nombreux problèmes pour les infrastructures telles que les bâtiments, les routes, les pipelines et les ponts. Ces problèmes découlent principalement du phénomène de gonflement et de retrait, qui correspond à une variation de la taille du sol en réponse aux changements de sa teneur en eau ou aux conditions climatiques.

Dans ce chapitre, nous avons entrepris une exploration détaillée du sol argileux, en commençant par comprendre sa composition et sa structure. Nous avons ensuite examiné en profondeur le processus de gonflement, expliquant comment il se produit, suivi par une exploration des différentes phases du retrait.

En outre, nous avons analysé les facteurs qui influent sur ces phénomènes, allant des composants du sol argileux à sa structure fragile. Nous avons également abordé des concepts importants tels que la capacité d'échange cationique (CEC) et la surface spécifique des particules d'argile, ainsi que la théorie de la double couche et l'activité du sol argileux, qui jouent un rôle crucial dans ces processus.

Enfin, nous avons discuté du rôle de l'état initial du sol, notamment de sa teneur en eau initiale et de sa densité sèche initiale, dans le phénomène de gonflement et de retrait. Pour conclure ce chapitre, nous avons exploré les principales méthodes mécaniques et chimiques utilisées pour atténuer ces problèmes de stabilité du sol argileux. Nous avons également mis en lumière les résultats les plus significatifs obtenus dans ce domaine pour améliorer la stabilité de ces sols.

Chapitre II :
Les polymères en
géotechnique

II.1. Introduction

Les plastiques sont largement répandus dans notre vie quotidienne et dans divers secteurs industriels. Au fil des décennies, la quantité de déchets plastiques a considérablement augmenté en raison de la production massive, de la forte consommation et de la courte durée de vie de ces matériaux [132]. Environ 30 polymères plastiques différents, mélangés à des milliers d'additifs, sont utilisés pour répondre aux exigences de qualité dans divers domaines tels que l'emballage, la construction, le textile et l'électrique/électronique [133].

Le PVC est un matériau très populaire en raison de sa facilité de fabrication et de la disponibilité de sa matière première. C'est pourquoi cette substance essentielle est fréquemment utilisée dans de nombreuses industries, telles que l'industrie pharmaceutique, les tuyaux d'égout, les fenêtres, les produits de nettoyage, etc. En raison de sa large consommation, il pose un problème de gestion de ses déchets, ce qui entraîne de graves dommages à l'environnement et à la santé en général.

Au fil du temps, différents additifs ont été explorés pour traiter le sol gonflant, montrant une efficacité notable dans sa stabilisation et son renforcement. L'incorporation des déchets plastiques, comme les granulats de PVC provenant de tuyaux en UPVC usagés, a été étudiée pour remplacer le sable dans la fabrication de béton léger non structural, selon des recherches menées par S.C. Kou, G et al. [134]. Par ailleurs, Latroch Noureddine [135] a observé que l'augmentation du pourcentage de PVC affecte la résistance à la compression et à la flexion des mortiers composites. Dans une autre étude sur l'utilisation des déchets de PVC dans l'asphaltage des routes menée par Ambika Behl et al. [136], les déchets de tuyaux en PVC se sont avérés efficaces dans les revêtements de chaussée, augmentant la résistance en traction indirecte pour résister aux fissures.

Dans le domaine géotechnique, des recherches ont exploré l'utilisation des déchets plastiques comme additif afin de limiter leur propagation. Parallèlement, l'emploi de matériaux fibreux issus de déchets dans des applications géotechniques a été étudié pour évaluer leur impact sur la résistance au cisaillement des argiles non saturées, à travers des essais de cisaillement direct. Les résultats de ces études ont clairement démontré une amélioration significative des paramètres de résistance au cisaillement (C et ϕ) [137], contribuant ainsi à maintenir la stabilité des sols gonflants et à réduire leur contraction et leur gonflement.

II.2. Polymères et plastiques

Les polymères sont des matériaux composés de nombreuses molécules ou parties qui se traduisent par de longues chaînes. Ces grosses molécules sont généralement appelées macromolécules. Les propriétés matérielles uniques des polymères et la polyvalence de leurs méthodes de traitement sont attribuées à leur structure moléculaire [138].

L'un des types les plus importants de polymères est le plastique, qui est une substance relativement résistante avec un poids moléculaire élevé et qui peut être moulée avec (ou sans) l'application de chaleur. Ils présentent une résistance à la traction variant généralement entre 27,58 et 103,42 MPa et un allongement à la rupture variant généralement de 20 à 200 %, voire plus. Des exemples de plastiques sont le polyéthylène, le polypropylène, le PVC, le polystyrène, etc. [139].

La production de plastiques a augmenté de plus de vingt fois entre 1964 et 2015, avec une production annuelle de 322 millions de tonnes métriques (Mt), et devrait doubler d'ici 2035, et presque quadrupler d'ici 2050 [140].

II.3. Classification des polymères

Il existe plusieurs classifications des polymères en fonction de la base de la classification, notamment la classification selon l'origine, qui comprend les polymères naturels, synthétiques et semi-synthétiques, ainsi que la classification selon leur application et leurs propriétés physiques, qui englobe le caoutchouc, les fibres et les plastiques. Il existe également une autre classification basée sur la réaction thermique, avec les thermoplastiques et les thermodurcissables.

II.3.1. Classification des polymères selon leur réponse thermique

II.3.1.1. Polymères thermoplastiques

Ils peuvent être ramollis ou plastifiés de manière répétée par l'application d'énergie thermique, sans subir de changement majeur de leurs propriétés s'ils sont traités avec certaines précautions. Des exemples de ces polymères sont les polyoléfinés, les nylons, les polyesters linéaires et les polyéthers, le PVC, la cire à cacheter, etc. [139].

II.3.1.2. Polymères thermodurcissables

Certains polymères subissent des changements chimiques lorsqu'ils sont chauffés et se transforment en une masse non fusible. Le processus de durcissement ou de prise implique une réaction chimique conduisant à une croissance et à une réticulation supplémentaire des molécules de chaîne polymère, produisant ainsi des molécules géantes. Par exemple, les résines phénoliques, l'urée, les résines époxy, les caoutchoucs diéniques ... etc. [139].

II.4. Polychlorure de vinyle (PVC)

Le PVC est l'un des plastiques les plus consommés, selon l'institut de recherche de marché IHS Markit, la capacité de production mondiale de polychlorure de vinyle (PVC) en 2018 était de 55 millions de tonnes. La plus grande part, soit 54 %, est attribuée à l'Asie du Nord-Est. La Chine, premier pays producteur, représente à elle seule 24 millions de tonnes ; l'Amérique du Nord fournit 17 % de la capacité mondiale, et l'Europe de l'Ouest environ 11 % (Figure II.1). Les taux de croissance les plus élevés de ces dernières années ont été enregistrés aux États-Unis et en Chine. Les États-Unis, en particulier, bénéficient d'une excellente position économique grâce à l'exploitation du gaz de schiste et exportent environ 37 % de leur production de PVC [141].

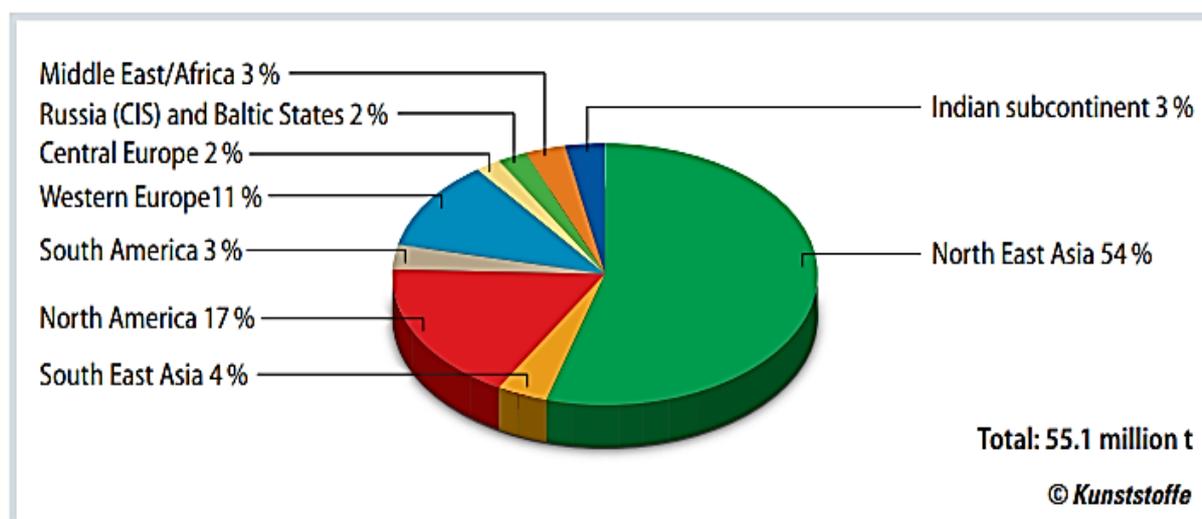
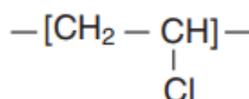


Figure II.1. Capacités du PVC dans le monde selon les régions en 2018 (volume total de 55,1 millions de tonnes).

II.4.1. Définition du PVC

Le polychlorure de vinyle (PVC), ou vinyle en abrégé, ou en utilisant le nom IUPAC « chloroéthane » ou « poly(chloroéthylène) », avec 57 % de masse de chlore, est un matériau thermoplastique « d'infrastructure ». Le PVC est l'un des matériaux plastiques les plus importants utilisés dans le monde entier à différentes étapes de l'industrie de la construction, telles que les tuyaux, les raccords et les gouttières, les profilés de fenêtres et de portes, les plaques de plafond, divers meubles et applications d'ameublement, les revêtements de câbles électriques, etc. [142].

Le PVC, de formule chimique C_2H_3Cl , est un polymère vinyle composé de groupes vinyles répétitifs (éthényles), ayant un atome d'hydrogène remplacé par un atome de chlore sur les atomes de carbone alternés par unité de répétition :



II.4.2. Propriétés du PVC

Le PVC est un polymère atactique et donc essentiellement non cristallin. Cependant, il arrive parfois que, localement, sur de courts segments de chaîne, le PVC soit syndiotactique et puisse prendre la phase cristalline, mais la fracture en cisaillement en pourcentage ne dépasse jamais 10 à 15 %. La densité du PVC est de 1,38 kN/m³. Le PVC non cristallin est transparent et relativement perméable à la vapeur. Le PVC offre une excellente rigidité jusqu'à proximité de sa température de transition vitreuse. Le PVC offre une excellente résistance à l'abrasion. Les PVC sont fragiles aux chocs à basses températures. L'ajout de plastifiants réduit la température de transition vitreuse, ce qui permet d'obtenir un PVC flexible à température ambiante.

Propriétés chimiques : Le PVC non plastifié résiste très bien (jusqu'à 60°C) aux acides et aux bases ainsi qu'aux huiles, aux alcools et aux hydrocarbures aliphatiques. En revanche, il est sensible aux hydrocarbures aromatiques et chlorés, aux esters et aux cétones qui provoquent un gonflement. Le PVC souple est sensible aux agents atmosphériques et à la lumière du soleil.

Action physiologique - aptitude au contact alimentaire : les vinyles peuvent être adaptés à la fabrication d'objets satisfaisant aux réglementations concernant les produits alimentaires et les objets en contact avec les aliments.

Propriétés électriques : Le PVC a de bonnes propriétés isolantes, mais les pertes électriques dans le matériau sont suffisamment élevées pour permettre le soudage à haute fréquence.

Propriétés thermiques : Le PVC (non cristallin) a une température de transition vitreuse située entre 75 et 80°C, c'est-à-dire qu'à température ambiante, il est rigide et au-dessus de 90°C, il est élastique (faible résistance, forte déformation). Le PVC se décompose dans une flamme, libérant de l'acide chlorhydrique gazeux, mais il s'éteint de lui-même.

Propriétés dimensionnelles : Le PVC présente une bonne stabilité dimensionnelle et une rétraction limitée en raison de sa structure non cristalline.

Propriétés de mise en œuvre : Le PVC peut être facilement formé à chaud pour les aménagements [143].

Tableau II.1 résume certaines caractéristiques du PVC.

Tableau II.1. Quelques caractéristiques du (rigide) PVC non plastifié [142].

Densité (à 25°C)	5 – 14.5 kN/m ³
Gravité spécifique	1.3 – 1.7
Dureté (duromètre)	R 90 – 115
Résistance à la traction	30 – 65 MPa (flexible: 7–25 MPa)
Module d'élasticité à la traction (module de Young)	2 – 4 × 10 ² MPa
Allongement à la rupture en traction	20 – 190%
Résistance à la compression	50 – 90 MPa
Résistance à la fatigue	17 MPa (après l'application de contraintes répétées 10 ⁷ fois)
Résistance aux chocs (entailles)	2–6 kJ/m ²
Températures de service	–13°C (minimum) à 70 – 80°C (maximum)
Température de transition vitreuse (T_g)	80°C
Température de fusion (T_m)	240°C (se décompose)
Température d'inflammation	455°C (intrinsèquement ignifuge)
Coefficient de dilatation thermique (linéaire)	5 × 10 ⁻⁵ mm/mm°C
Résistance aux acides (dilués/concentrés), aux alcools, aux bases, aux hydrocarbures aliphatiques, aux huiles minérales	Excellent
Résistance aux UV (rayons ultraviolets)	Bien
Absorption d'eau (24 h)	0.04 – 0.4 %
Résistance à l'huile végétale et aux agents oxydants	Bien
Résistance aux aldéhydes, aux esters, aux hydrocarbures aromatiques et halogénés, aux cétones	Limité (pauvre)
Résistance à l'oxydation par l'oxygène atmosphérique	Excellent (Durable)
Stabilité mécanique	Excellent (très faible déformation par fluage) (Makino, 1998)
Précision dimensionnelle pour les produits en PVC moulés	Haut
Capacité de traitement secondaire (dans le soudage, le collage à haute fréquence et le formage sous vide, ainsi que les propriétés de mise en œuvre sur site)	Excellent

II.4.3. Problème des déchets de PVC

Le polychlorure de vinyle (PVC) est l'un des matériaux thermoplastiques les plus couramment utilisés en ce qui concerne la consommation mondiale de polymères. À l'échelle mondiale, la demande de PVC dépasse 35 millions de tonnes par an, et il se classe au deuxième rang, après le polyéthylène, en tant que leader du volume dans l'industrie des plastiques [1].

Le PVC a été très couramment utilisé dans tous types de produits. Étant donné que la durée de vie des produits en PVC est d'environ 30 à 40 ans, on s'attend à une augmentation significative de la génération de déchets en PVC dans un proche avenir [144]. Bien qu'il existe eu quelques études de recherche sur l'utilisation de la gazéification à la vapeur ou la pyrolyse pour convertir le PVC en d'autres produits [145-147], il n'existe toujours pas de moyen pratique de recycler efficacement les déchets en PVC [134].

Malgré tous les avantages du recyclage, malheureusement, seule une très petite partie des déchets en PVC est actuellement recyclée dans le monde. Actuellement, dans de nombreux pays en développement, la norme actuelle est d'envoyer les déchets plastiques dans les décharges, par exemple, environ la totalité des déchets plastiques produits en Iran est déversée dans les décharges et moins de 1% du total des déchets plastiques sont recyclés. Au cours des dernières années, les pays européens et les États-Unis ont été confrontés à une situation similaire, de sorte qu'une grande partie des déchets plastiques est soit mise en décharge, soit incinérée avec d'autres déchets solides municipaux [1].

Une telle élimination des déchets plastiques est devenue un problème environnemental majeur partout dans le monde. L'élimination traditionnelle des déchets plastiques pourrait en fait entraîner la libération de substances dangereuses soit par altération et séchage naturel, soit par des processus d'incinération. La récupération pourrait entraîner la libération d'additifs plastiques tels que les phtalates et divers colorants polluant les eaux souterraines. L'incinération est une alternative à l'élimination de la récupération des déchets plastiques, mais cette pratique pourrait entraîner la formation d'émissions inacceptables de gaz tels que l'oxyde nitreux, les oxydes de soufre, la poussière, les dioxines et autres toxines. En particulier, les déchets plastiques contenant du PVC polluent l'environnement et raccourcissent la durée de vie des incinérateurs en produisant du gaz HCl dangereux, des dioxines contenant du chlore, etc. De plus, les matériaux en PVC ne créent pas seulement des difficultés dans le processus de recyclage, mais ils réduisent également le taux de recyclage des plastiques, en formant des composés ou en détériorant la nature d'autres matériaux, même si une très petite quantité de PVC est présente dans le plastique principal [148].

II.4.4. Le recyclage des déchets de PVC

En raison de l'augmentation significative des déchets de PVC, il existe plusieurs moyens d'exploiter cette substance importante, notamment son recyclage. Parmi les moyens les plus importants de recyclage, mentionnons les suivants :

II.4.4.1. Le recyclage mécanique

Le recyclage mécanique fait référence aux processus de recyclage où les déchets de PVC sont traités uniquement mécaniquement. De cette manière, les matériaux en PVC conservent leur composition d'origine. Ce traitement est principalement réalisé par broyage, tamisage et broyage. Les recyclâtes résultants (sous forme de poudre) peuvent être transformés en nouveaux produits.

II.4.4.2. Le recyclage chimique

Avec cette étape, les matériaux et les résidus sont décomposés en leurs matières premières grâce à des processus de pyrolyse et de décomposition aqueuse afin de retourner les déchets de plastique à leurs composants chimiques. Cela concerne également le traitement de divers matériaux en polychlorure de vinyle et le traitement de matériaux non classés [149].

II.5. Les polymères en géotechnique

II.5.1. Ajout de PVC

En raison de la croissante utilisation des matériaux plastiques et de la problématique de gestion des déchets qui en découle, de nombreuses régions du monde se retrouvent confrontées à des défis environnementaux majeurs. Le recyclage des plastiques reste un défi complexe dans de nombreux pays, poussant les chercheurs à explorer des approches innovantes pour valoriser ces déchets. Une étude notable menée par M. V. Shah et Deepika Rathore [150] s'est penchée sur l'utilisation de trois polymères à faible coût, à savoir le polyvinyle alcool (PVA), le polychlorure de vinyle (PVC) et la β -cyclodextrine, en différentes proportions de 2 %, 4 % et 8 % par rapport au poids sec des argiles de Montmorillonite. Leurs résultats ont révélé que l'incorporation croissante de ces polymères entraînait une diminution de la teneur en eau optimale (TEO) des complexes argile-polymère, tandis que la densité sèche maximale (DSM) augmentait (comme illustré dans la [Figure II.2](#)). De manière significative, l'ajout de ces polymères s'est avéré hautement efficace pour atténuer les caractéristiques de retrait et de gonflement des argiles expansives. La [Figure II.3](#) illustre la comparaison des caractéristiques de retrait et de gonflement de ces trois polymères.

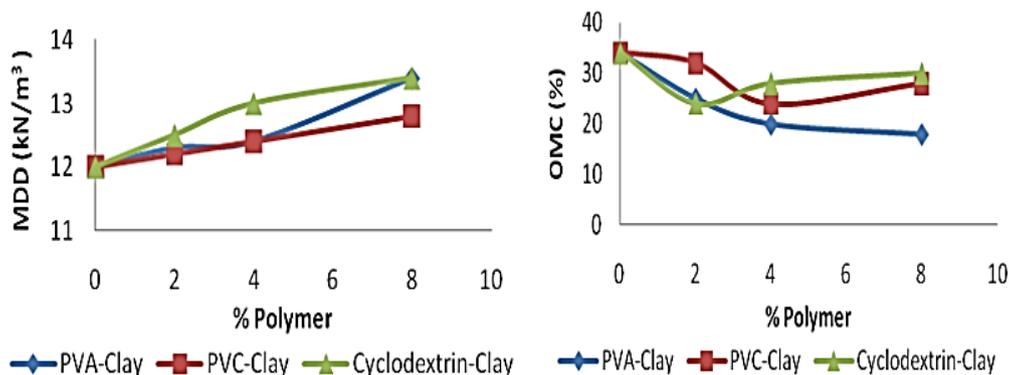


Figure II.2. Comparaison des caractéristiques de compactage en fonction du pourcentage de polymère.

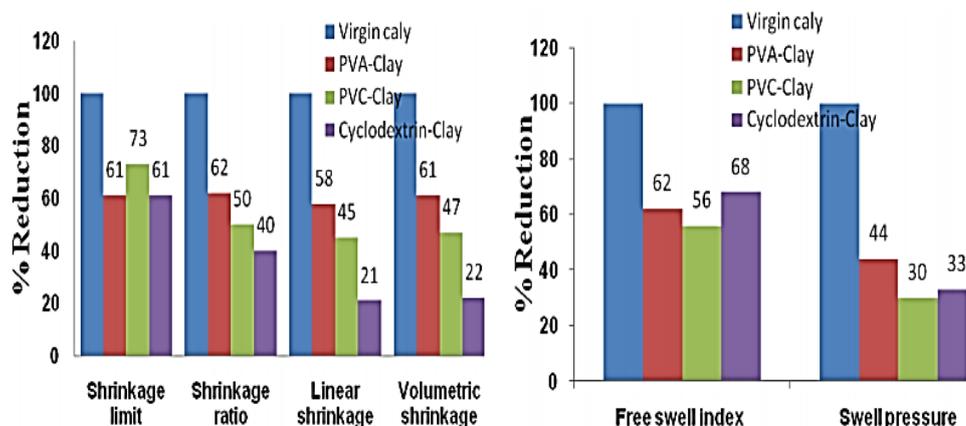


Figure II.3. Comparaison de la réduction des caractéristiques de retrait et de gonflement en fonction des polymères.

D'autre part, S. Rehab Bekkouche et G. Boukhatem ont également étudié l'effet des polymères PVC et HDPE sur les propriétés physiques et mécaniques du matériau sol-polymère en fonction du temps. À cette fin, différentes analyses, y compris les limites d'Atterberg, la compaction standard, le potentiel de gonflement et la pression de gonflement, ont été réalisées sur des échantillons de sol témoins et traités en utilisant différentes proportions de polymères (PVC et HDPE) (0, 3 et 6 %). De plus, des tests de rapport de portance Californien (CBR) ont été effectués sur des échantillons témoins et traités. Les résultats ont montré que le traitement du sol avec du PVC et du HDPE a entraîné une amélioration du CBR et de la densité maximale à sec, ainsi qu'une réduction des limites d'Atterberg, du potentiel de gonflement et de la pression de gonflement. L'ajout d'une faible proportion de polymère provoque initialement (à $t = 0$ sec) une déformation instantanée (réponse élastique), suivie d'une déformation dépendante du temps avec une vitesse de déformation croissante [26], ces résultats sont présentés dans les Figure II.4, Figure II.5, Figure II.6, et Figure II.7:

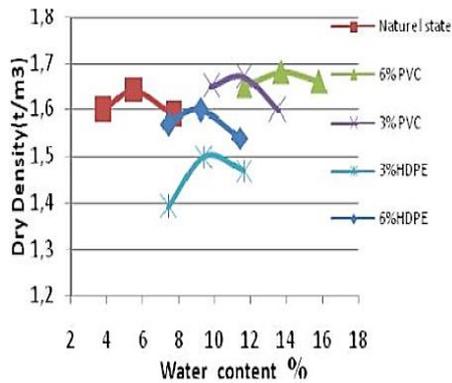


Figure II.4. Courbes Proctor avec différents niveaux de polymère.

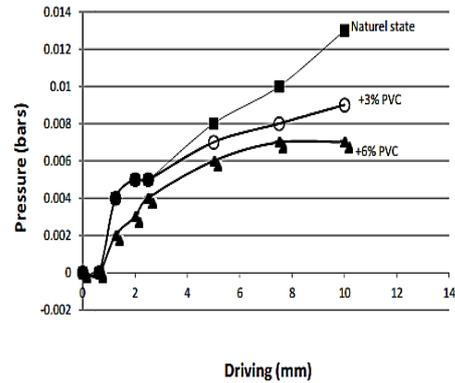


Figure II.5. Comparaison entre les différents sols CBR instantanés traités par le PVC.

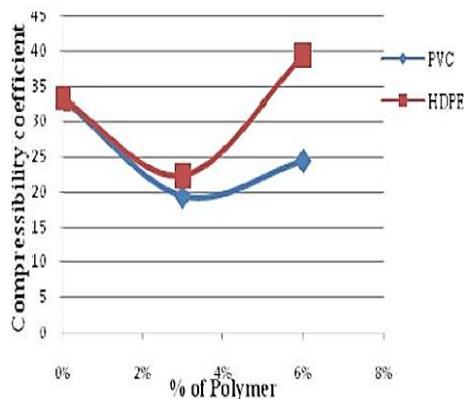


Figure II.6. Variation du coefficient de compressibilité en fonction du % de polymère.

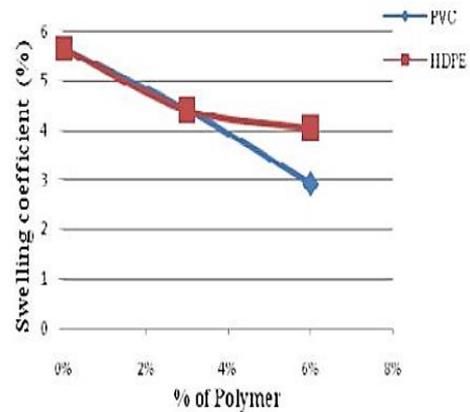


Figure II.7. Variation du coefficient de gonflement en fonction du % de polymère.

II.5.2. Autres polymères

Pendant un certain temps, diverses études ont cherché à améliorer la stabilité des sols en incorporant différents polymères, par exemple en utilisant des déchets des pneus en caoutchouc, comme l'a exploré Melik Bekhiti et al. Dans leur étude, ils ont évalué l'impact des fibres de caoutchouc des pneus usagés sur le comportement des sols argileux. Le renforcement de ces sols avec 0,5 % et 2 % de fibres de caoutchouc a conduit à une réduction de leur densité sèche tout en provoquant une augmentation significative de la résistance à la compression (R_c) de l'ordre de 35,75 % et 94,57 % lorsqu'ils étaient stabilisés avec 10 % de ciment. Cette approche a permis de réduire le potentiel de gonflement et la pression dans les échantillons d'argile gonflante, démontrant ainsi l'efficacité de la combinaison de fibres de caoutchouc recyclé et de ciment pour renforcer ces sols [25]. (Voir Figure II.8 et Figure II.9)

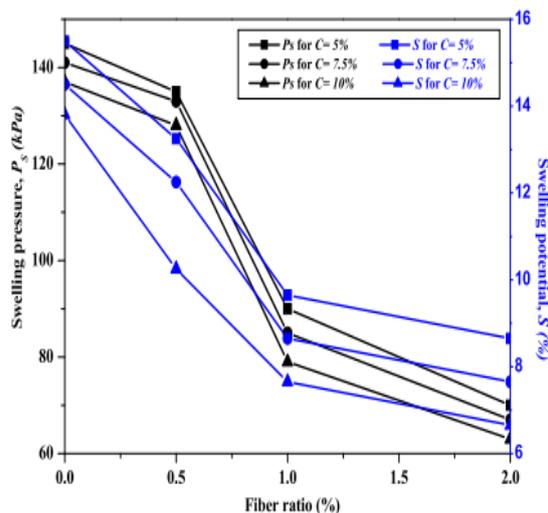


Figure II.8. Effets de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu et de ciment sur le potentiel de gonflement et la pression gonflement des mélanges.

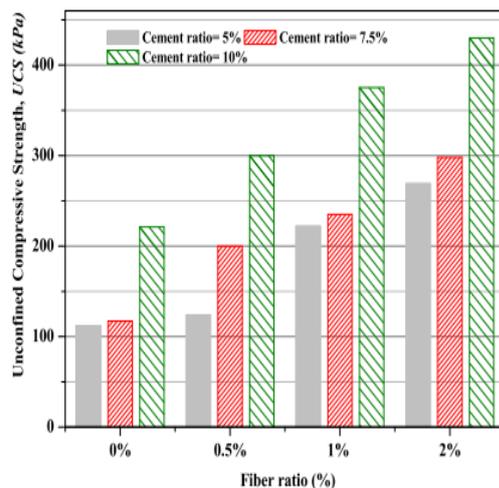


Figure II.9. Effets de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu et de ciment sur le l'Rc des mélanges.

Une étude significative dans le domaine géotechnique a été menée par W. R. Azzam, où l'ajout de polymères à l'argile a eu un impact notable. La stabilisation par polymère a généralement entraîné une réduction du gonflement libre des sols expansifs, atteignant jusqu'à 60 % de réduction, avec une diminution plus prononcée observée à des concentrations de polymères plus élevées. De plus, l'introduction de polymères pour créer des matériaux nanocomposites a considérablement réduit la contrainte de retrait volumétrique des sols expansifs, les rendant plus compressibles. L'augmentation de la concentration en polymères a montré une amélioration linéaire de la résistance à la compression des échantillons de sol gonflant, tout en modifiant le mode de défaillance de fragile en cisaillement à plastique en cisaillement. Cette étude démontre l'efficacité de l'ajout de polymères pour modifier les propriétés des sols expansifs dans le domaine géotechnique [151]. Les mêmes résultats ont été confirmés par l'auteur dans d'autres études utilisant des polymères [27]. Les résultats obtenus sont illustrés dans les Figure II.10, Figure II.11, Figure II.12, et Figure II.13:

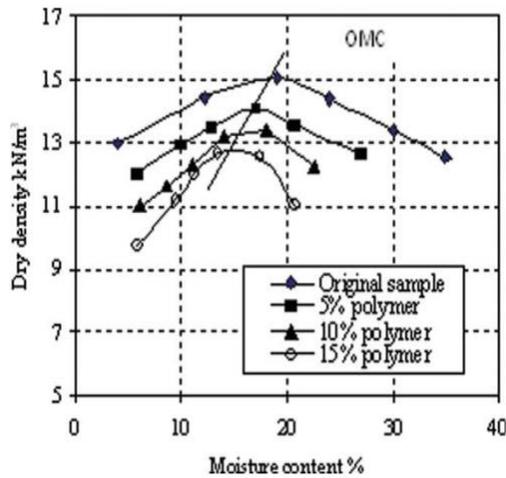


Figure II.10. Courbes de compactage pour les échantillons avec ou sans stabilisation par polymère.

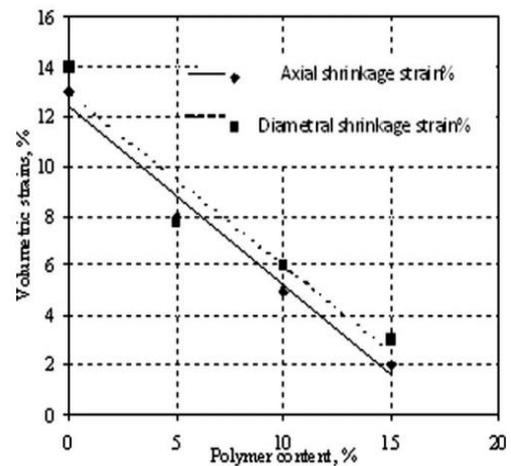


Figure II.11. Variation des contraintes de retrait axial et diamétral en fonction de la teneur en polymère.

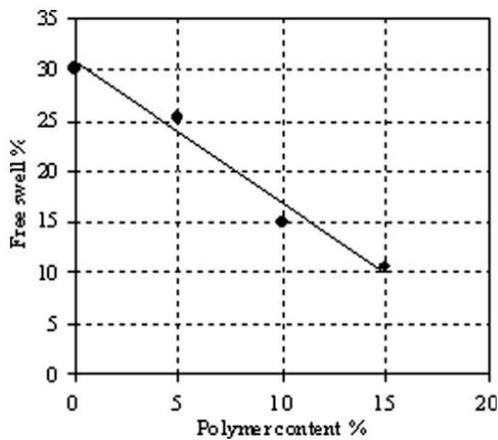


Figure II.12. Gonflement libre des échantillons stabilisés en fonction de la teneur en polymère.

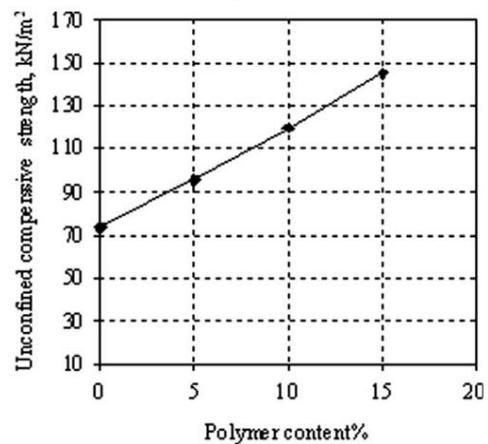


Figure II.13. Résistance à la compression en fonction de la teneur en polymère.

D'autre part, A.F. Cabalar et al. ont mené une étude sur l'effet de la gomme de xanthane sur le sable. Ils ont constaté que l'amélioration de la perméabilité et de la résistance à la compression du sable traité à la gomme de xanthane dépendait directement de la teneur en gomme de xanthane et du temps de durcissement. L'ajout de gomme de xanthane a été observé pour réduire de manière significative la compressibilité et améliorer la rigidité. Une teneur en gomme de xanthane de 1,5 % dans le sable a augmenté la perméabilité et la résistance de plus de deux fois, tout en réduisant la compressibilité d'environ la moitié, les résultats de cette étude sont présentés dans la Figure II.14 [28].

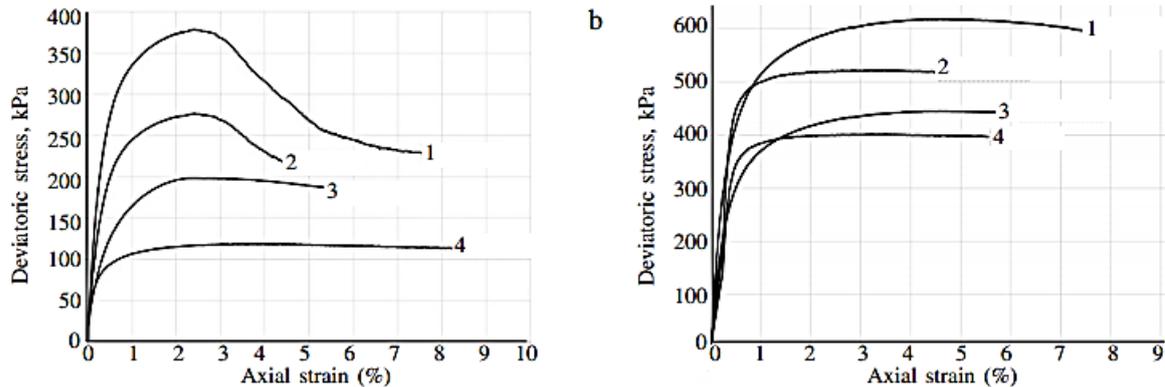


Figure II.14. Essais triaxiaux de sable traité avec de la gomme de xanthane testés sous des contraintes de confinement de 100 kPa (a) et 250 kPa (b) : 1) sable avec 1,5 % de gomme de xanthane ; 2) sable avec 1,0 % de gomme de xanthane ; 3) sable avec 0,5 % de gomme de xanthane ; 4) sable propre.

Selon les résultats de l'étude de K. Komal et al. lorsqu'ils ont renforcé de l'argile pure et différentes combinaisons d'argile-silt avec 1 % de fibre de polypropylène (PPF) et 1 % de fibre de nylon (NF), ils ont observé une diminution de la limite plastique et de la limite de liquidité. Le gonflement de l'argile et des mélanges a diminué en magnitude, et la valeur la plus élevée de résistance à la compression a été obtenue pour une inclusion de 1 % de fibre de polypropylène dans le mélange CS20P [31] (Voir [Figure II.15](#) et [Figure II.16](#)).

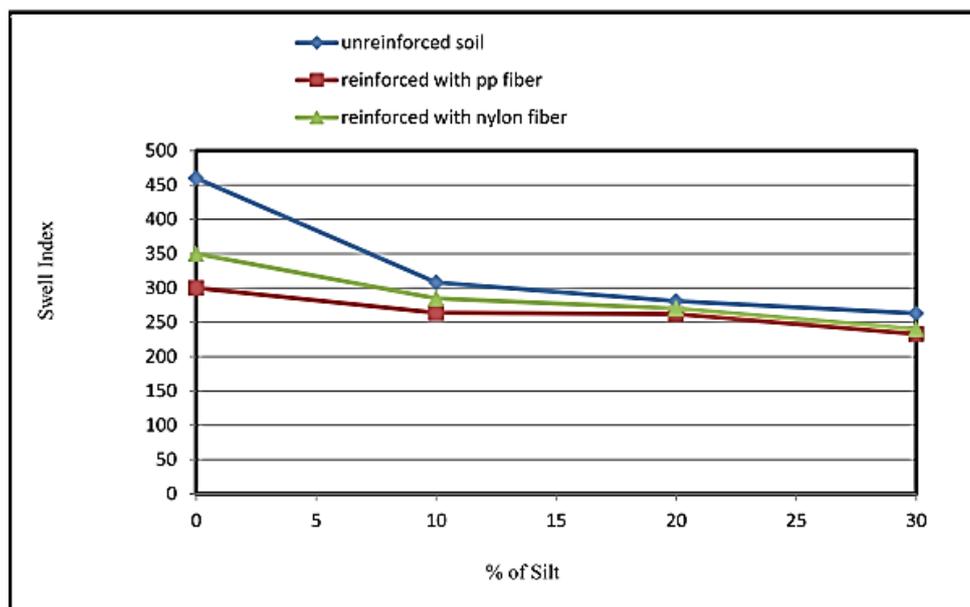


Figure II.15. Résultats du test d'indice de gonflement (I_g).

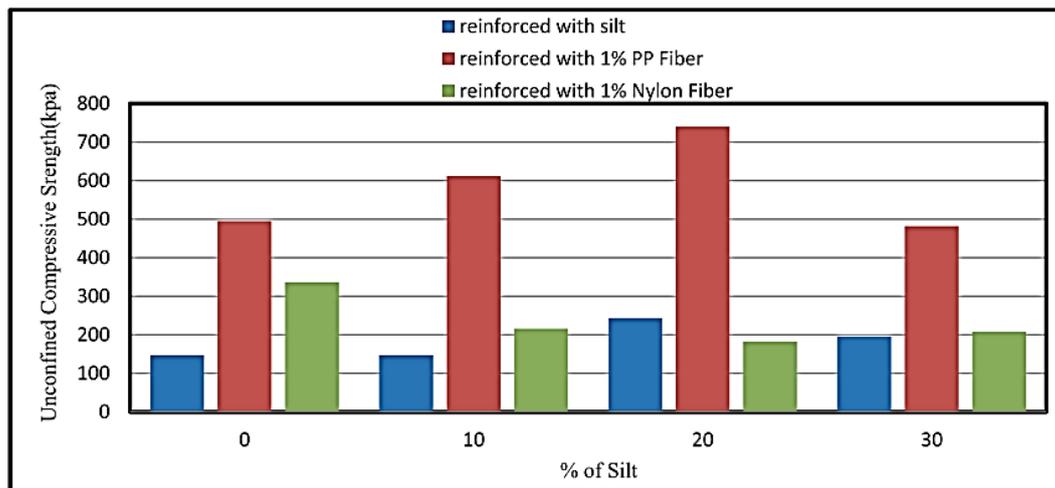


Figure II.16. Résultats de l'essai de compression.

F. Changizi et A. Haddad ont étudié l'effet du nano-SiO₂ et de la fibre de polyester recyclé sur l'argile, et ils ont obtenu les résultats suivants : (i) pour l'argile compactée contenant du nano-SiO₂ et de la fibre de polyester recyclé, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en nano-SiO₂ et en fibre de polyester recyclé. Avec 1 % de nano-SiO₂, on observe une augmentation de 190 % de la résistance au cisaillement pour les mélanges contenant 0,3 % de fibre de polyester recyclé, (ii) l'augmentation de la teneur en nano-SiO₂ et en fibre de polyester recyclé entraîne une augmentation de la cohésion. Pour tous les cas, les taux d'augmentation de la cohésion pour les spécimens traités sont de 2,81, (iii) à la fois la fibre de polyester recyclé et le nano-SiO₂ ont une influence positive sur l'augmentation des Rc pic et résiduels de l'argile. Dans tous les échantillons, la plus grande augmentation des Rc pic et résiduels est observée avec une teneur de 1 % de nano-SiO₂ + 0,3 % de fibre de polyester recyclé, (iv) l'ajout de nano-SiO₂ est plus significatif que l'ajout de fibre de polyester recyclé pour augmenter la rigidité de l'argile [33] (Tableau II.2 et Figures II.17).

Tableau II.2. Paramètres de résistance au cisaillement d'argile renforcée par des fibres stabilisées avec 1 % de nano-SiO₂.

N ° d'échantillon	La teneur en fibres (%)	Cohésion C (kPa)	L'angle de frottement (φ)
1	0	38	13.5
2	0.1	93	33.8
3	0.3	107	36.8
4	0.5	113	38.5

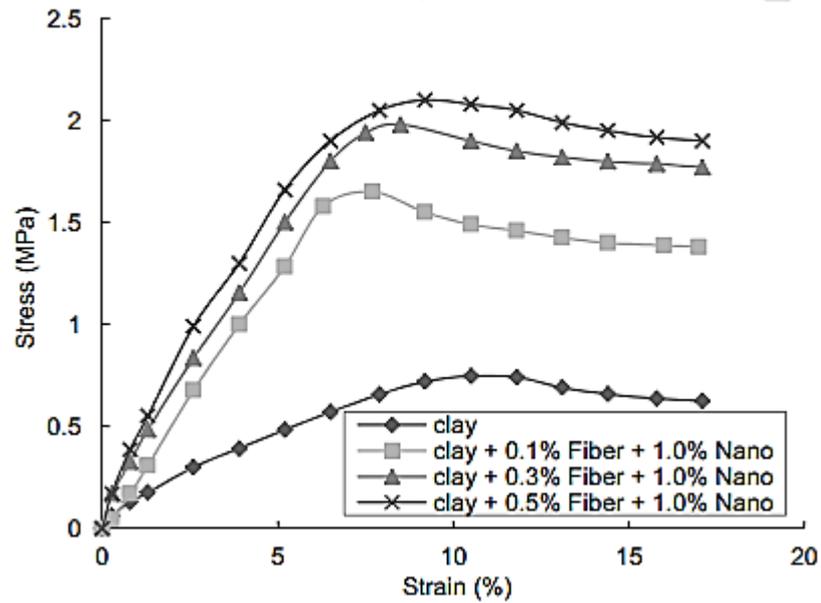


Figure II.17. Courbes contrainte-déformation de l'argile renforcée et stabilisée avec (a) 0,5 % de nano-SiO₂, (b) 0,7 % de nano-SiO₂ et (c) 1 % de nano-SiO₂.

Il existe également de nombreuses autres études dans lesquelles différents types de polymères ont été utilisés pour améliorer le comportement des sols [29, 30, 32, 34, 35].

II.6. Conclusion

En conclusion, ce chapitre a mis en exergue l'importance du problème croissant lié à la consommation de plastique, atteignant des niveaux records qui dépassent actuellement l'équivalent d'une tonne par personne en vie. Cette croissance a entraîné une augmentation significative des déchets plastiques, dont la gestion pose des défis majeurs, en particulier dans les pays en développement comme l'Algérie, où le faible recours aux méthodes de recyclage conduit souvent à des pratiques environnementales préjudiciables, telles que l'enfouissement et la combustion.

Par ailleurs, cette recherche a abordé la problématique des sols fins, assimilés aux déchets solides, et leur traitement par solidification et stabilisation en raison de leurs faibles propriétés mécaniques. L'utilisation de polymères a été explorée pour améliorer ces propriétés, notamment dans le contexte des sols très plastiques. L'intégration de déchets de PVC dans des études géotechniques a démontré des résultats positifs, contribuant à la stabilisation du sol et à l'atténuation du phénomène de gonflement-retrait. Les analyses ont souligné que l'augmentation du pourcentage de PVC entraîne une diminution de la teneur en eau optimale et une augmentation de la masse volumique sèche maximale. Cet ajout a également permis de réduire le retrait et le gonflement, améliorant des paramètres tels que le CBR, la cohésion, la masse volumique sèche maximale et augmentant la résistance à la compression, tout en réduisant les limites d'Atterberg.

En définitive, cette étude met en évidence des approches novatrices pour traiter les déchets plastiques et renforcer les sols fins, contribuant ainsi à des pratiques de gestion plus durables et à des solutions géotechniques améliorées.

Chapitre III :
**Étude expérimentale (Sol-
Agrégats de PVC)**

III.1. Introduction

L'étude du sol, également connue sous le nom d'étude géotechnique, est une étape fondamentale dans la planification de tout projet de construction, qu'il s'agisse de maisons individuelles, des extensions résidentielles, des bâtiments commerciaux ou industriels, des sous-sols, et autres. Elle revêt une importance capitale pour assurer la durabilité et la stabilité des futures constructions. En fournissant des informations détaillées sur les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol, cette étude permet de prendre des décisions éclairées concernant les fondations et les processus de construction, contribuant ainsi à la réussite à long terme du projet.

Les sols argileux réagissent aux fluctuations du niveau d'eau en subissant des modifications qui entraînent souvent des fissures. Pendant les périodes de sécheresse, le manque d'eau dans le sol provoque un tassement inégal de sa surface. Cependant, l'introduction d'eau dans ce sol desséché déclenche un phénomène de gonflement, accompagné de fissures, de glissements de terrain, de détachement des structures annexes, de ruptures de canalisations, et d'autres dommages. Ces phénomènes sont fréquemment responsables de sinistres affectant les infrastructures construites sur ce type de sol.

L'objectif principal de cette étude est la caractérisation géotechnique de l'argile Bentonite de Mostaganem et l'identification des minéraux susceptibles d'induire des variations volumiques significatives. Ce chapitre expose les méthodes expérimentales utilisées et analyse les résultats d'une série d'essais, notamment les essais d'identification, de compressibilité et de gonflement des sols argileux, ainsi que les essais de cisaillement, de Proctor et de compression simple. Ces expériences ont été menées au Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction de Djelfa (LNHC).

III.2. Matériaux utilisés

III.2.1. Bentonite de Mostaganem

La bentonite est une argile plastique très molle composée principalement de montmorillonite, un silicate d'aluminium hydraté de formule chimique $(\text{Ca,Na})_{0,3}(\text{Al,Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot n \text{H}_2\text{O}$ appartenant au groupe des smectites et constitué de fines particules. La plupart des bentonites proviennent de l'érosion hydrique des cendres et des roches volcaniques. Au contact de l'eau, le volume de la bentonite augmente et elle se transforme en une substance gélatineuse et visqueuse. Dispersé en milieu aqueux, ce minéral argileux forme facilement une suspension colloïdale stable. La bentonite possède des propriétés spécifiques telles que le gonflement, l'absorption d'eau, la viscosité et la thixotropie (diminution de la viscosité sous l'effet d'une contrainte mécanique). Ses nombreuses vertus sont largement recherchées dans divers secteurs industriels, ce qui lui vaut le surnom de « minéral aux mille usages » [152]. Les plus courants sont les montmorillonites de sodium et de calcium. La montmorillonite de calcium est le minéral smectite le plus prédominant et se trouve dans de nombreuses régions du monde [153].

Pour les montmorillonites de sodium, les propriétés importantes liées à leur utilisation sont la viscosité, la capacité de gonflement, la thixotropie, la formation d'un gâteau de filtrage imperméable et la dispersibilité. Pour les montmorillonites de calcium, les propriétés importantes liées à leur utilisation sont une capacité d'absorption élevée, une force de liaison et une capacité de blanchiment. Le [Tableau III.1](#) présente la multitude d'utilisations de bentonite [153].

Tableau III.1. Applications de bentonite.

Boues de forage	Absorbants	Scellants	Médicaments
Dessicants	Argiles en piliers	Argiles barrières	Peinture
Produits pharmaceutiques	Stabilisation des tranchées de lisier	Insecticides et supports de pesticides	Ruban adhésif pour joints
Liants de fonderie	Adhésifs	Aides à la suspension	Crayons de couleur
Détergents	Laine à foulon	Terres décolorantes	Mines de crayon
Liens alimentaires pour animaux	Croissance des graines	Céramiques et réfractaires	Désencrage du papier journal
Plastifiants	Aérosols	Papier cosmétique	Désodorisants
Nanoargiles	Support herbicide	Catalyseurs	Support d'engrais
Granulation du minerai de fer	Stabilisation des sols	Stabilisateurs d'émulsion	Stabilisateurs d'émulsion
Litière pour chat	Additifs alimentaires	Clarification de l'eau	Plastifiants
Remplissage en caoutchouc	Absorbant l'huile industrielle	Argiles organiques de ciment	

L'usine de bentonite de Mostaganem, située en Algérie, a une histoire qui remonte à 1947 sous le nom de SECA. En 1983, l'Entreprise Nationale des Produits Miniers Non Ferreux (ENOF) a été créée, et l'usine fonctionne maintenant sous le nom de "Société des bentonites d'Algérie". Cette unité est composée de deux sites distincts : l'usine de traitement en zone urbaine du port et un gisement d'argiles bentonitiques brutes appelé M'zila, situé à environ 40 km au nord-est de l'usine (Figure III.1). L'unité se consacre à la production et à la commercialisation de la bentonite, produisant quatre types destinés à diverses applications, dont le forage pétrolier, le forage hydraulique, la fonderie, l'industrie et l'alimentation animale. La capacité de production varie entre 14 000 et 17 000 tonnes en raison de l'état vieillissant des équipements. Elle emploie 110 agents et dispose de zones de stockage, d'une unité de transformation, d'un bloc administratif, d'un atelier de maintenance et d'un laboratoire. Les limites du site sont définies par des entités telles que la marine nationale, l'entreprise portuaire et des routes principales.

III.2.3. Ciment

Le type de ciment utilisé dans cette recherche est un ciment Portland composé (NA442 CEM II/B-L 42,5 N), conforme aux normes Algériennes (NA442-2013) et Européennes (EN 197-1). Ce ciment provient de l'usine de ciment de M'sila en Algérie. Les propriétés de ce ciment sont résumées dans le [Tableau III.3](#).

Tableau III.3. Propriétés de ciment.

Propriétés	Valeurs	
Classe	42.5	
Densité (kN/m ³)	29.2	
Finesse (cm ² /g)	3700 - 5200	
Consistance normale (%)	26.5 ± 2.0	
Début de prise , Fin de prise (min)	150 – 230	
Résistance à la compression (MPa)	2 jours 28 jours	10 41.5

III.3. Identification des matériaux utilisés

Les essais effectués sur l'argile (bentonite) visaient à déterminer certains paramètres et indices permettant d'identifier et de prédire le comportement des sols expansifs. Ce type de sol a été soumis à plusieurs tests d'identification en laboratoire, conformément aux procédures standard définies par les normes ASTM et ISO.

III.3.1. Analyse chimique

L'analyse chimique de la bentonite ([Figure III.2](#)) a été réalisée selon la norme ASTM C1605-04 [155]. Le principal constituant de la bentonite est présenté dans le [Tableau III.4](#).



Figure III.2. Analyse chimique de bentonite.

Tableau III.4. Compositions chimiques de bentonite.

Propriétés	Valeurs
SiO ₂ (%)	55-65
Al ₂ O ₃ (%)	12-18
Fe ₂ O ₃ (%)	0.2
CaO (%)	1-5
MgO (%)	2-3
Na ₂ O (%)	1-3
K ₂ O (%)	0.76-1.75
CaCO ₃ (%)	10.5
Cl ⁻ (%)	0.85
SO ₄ ⁻ (%)	0.78

III.3.2. Essai au bleu de méthylène

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par

proportionnalité directe à la fraction 0/5 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux

La valeur de VBS pour les matériaux dont le Dmax est inférieur à 5 mm est calculé par l'expressions suivants :

$$\text{VBS} = \frac{B}{m_0} \times 100 \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

Tels que : **VBS** : est la dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol.

B : est la masse de bleu introduite dans la solution (solution à 10 g/l).

m₀ : est la masse sèche de la prise d'essai.

L'essai de bleu de méthylène est couramment effectué selon la norme ASTM C1777-20 [156].

La valeur du VBS (Valeur de Bleu de Sol) de la bentonite de Mostaganem s'élève à 16,3 mg/L, ce chiffre indique que ce sol peut être classé comme étant un sol extrêmement argileux, conformément à la classification du tableau de Donsimoni M. et al. [157] (Tableau III.5).

Tableau III.5. Classification des sols selon la valeur de VBS.

VBS	Type de sol
VBS < 0,2	sols sableux
0,2 < VBS < 2,5	sols limoneux
2,5 < VBS < 6	sols limono argileux
6 < VBS < 8	sols argileux
VBS > 8	sols très argileux

III.3.3. Analyse granulométrique

III.3.3.1. Analyse granulométrique de bentonite

L'objectif de cet essai est de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments constituant les sols. Cette détermination se fait en deux étapes successives et complémentaires :

- Le tamisage sous eau, conformément à la norme ASTM D6913-04 [158], pour obtenir la distribution dimensionnelle en poids des particules de taille supérieure à 80 µm (0,08 mm).
- La sédimentrie, basée sur la loi de Stokes, pour les particules de dimensions inférieures à 80 µm, conformément à la norme ASTM D7928-21e1 [159].

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbes dans la Figure III.3. On constate que le pourcentage de particules de moins de 0.08 mm représente environ 100%. Ces résultats indiquent que la bentonite de Mostaganem est une argile très fine.

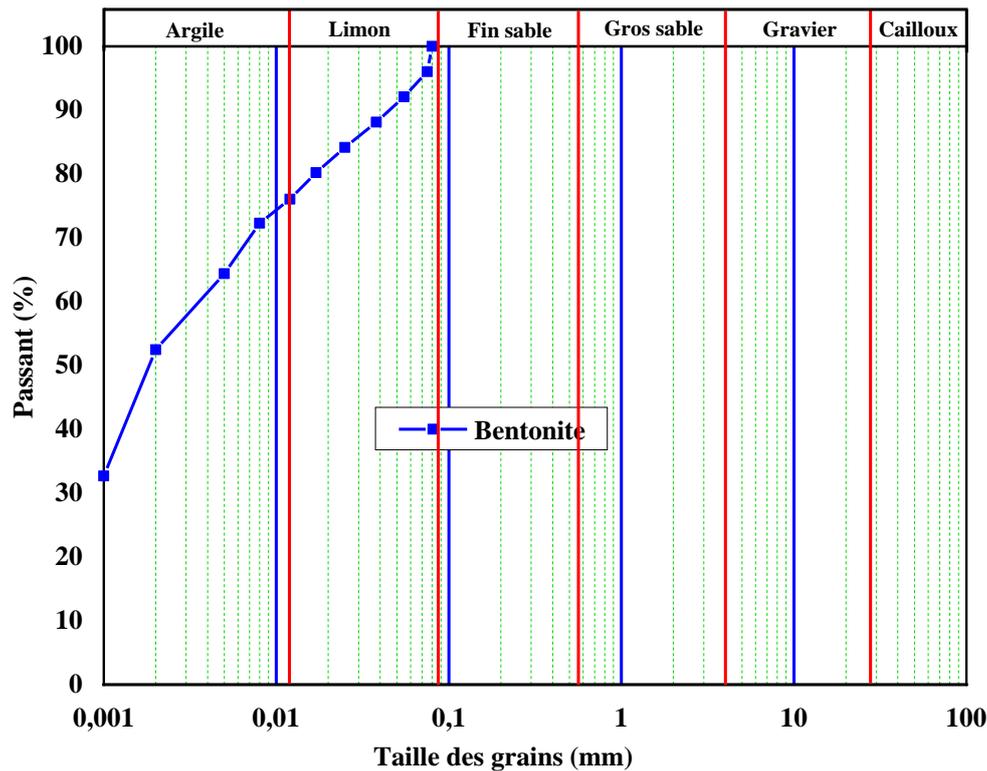


Figure III.3. Courbe granulométrique de la bentonite.

III.3.3.2. Analyse granulométrique des granulats PVC

Les granulats de PVC examinée dans cette série d'expériences provient du broyage mécanique à température ambiante. L'analyse granulométrique révèle que les granulats de déchets de PVC se composent de grains de tailles variées, allant de 2 mm à 0,08 mm (notons que le pourcentage de particules de moins de 0,4 mm représente environ 88 %). De plus, le module de finesse de ces granulats est de 4.53. Les résultats de cette analyse sont présentés sous forme de courbe dans la [Figure III.4](#). En outre, la [Figure III.5](#) montre une photographie de l'échantillon de PVC utilisé après l'analyse granulométrique, qui a été utilisé dans toutes les expériences.

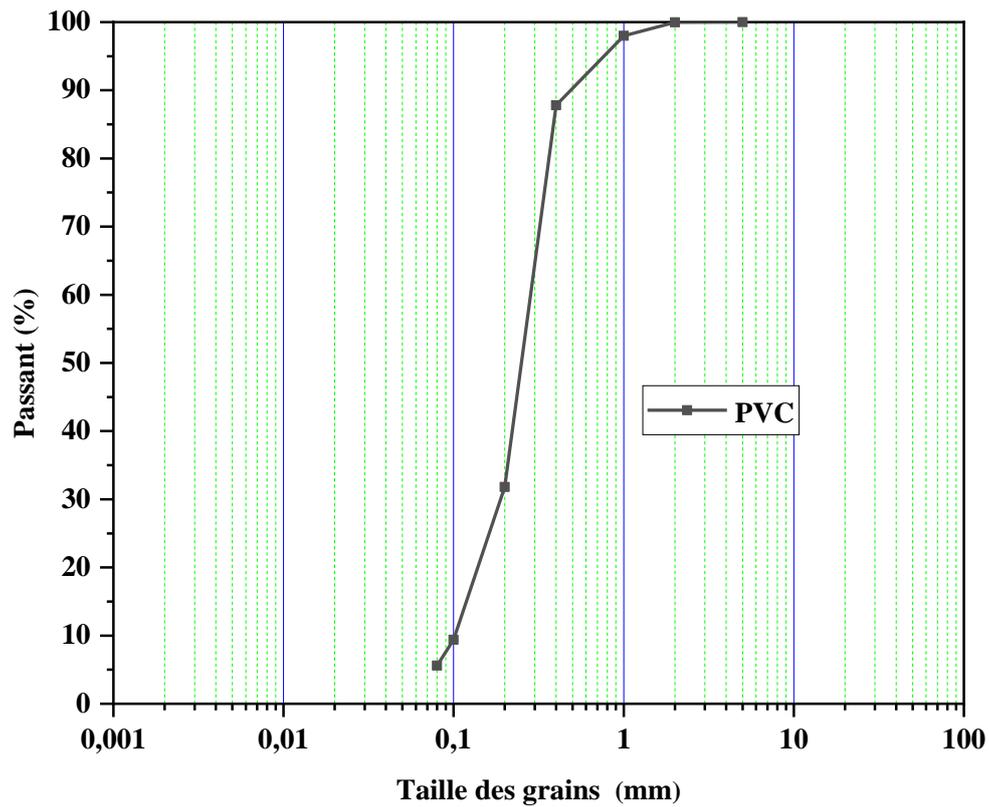


Figure III.4. Courbe granulométrique des granulats de PVC.



Figure.III.5. Photographie montrant les agrégats en PVC utilisés.

III.3.4. Limites d'Atterberg

Cette norme est utilisée pour déterminer les deux limites d'Atterberg, c'est-à-dire la limite de liquidité à l'aide de la coupelle et la limite de plasticité au moyen du rouleau. Elle s'applique aux sols dont les particules passent à travers un tamis de maille nominale de 400 micromètres. Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques utilisés pour identifier un sol et caractériser son état en se basant sur son indice de consistance.

Limite de liquidité (WL) : Il s'agit de la teneur en eau d'un sol remanié à un état de transition entre les états liquide et plastique.

Limite de plasticité (WP) : C'est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.

Indice de plasticité (Ip) : Il représente la différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice permet de définir l'étendue du domaine plastique du sol, comme illustré dans la Figure III.6.

$$I_p = W_L - W_P \dots \dots \dots (III.2)$$

Effectivement, l'indice de plasticité est sans dimension car il est calculé comme la différence entre deux pourcentages (teneur en eau à la limite de liquidité et à la limite de plasticité), ce qui annule les unités et laisse un nombre pur sans unité.

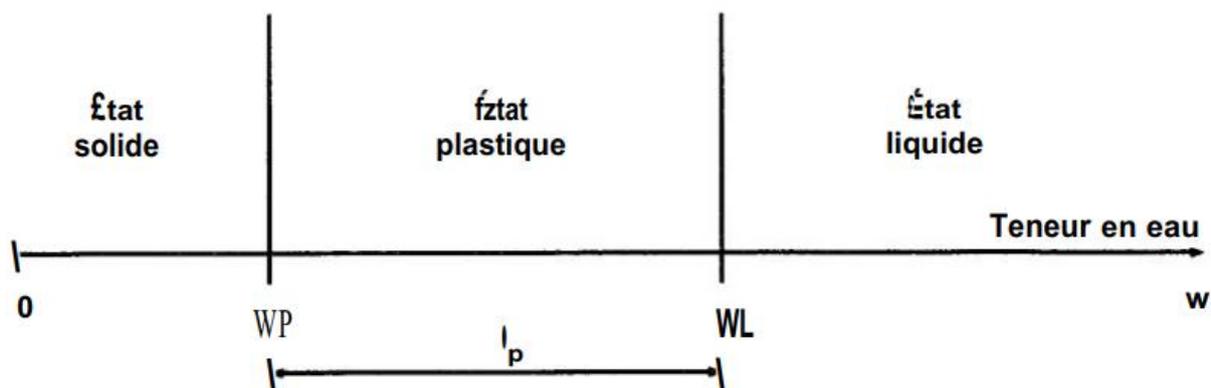


Figure III.6. Représentation des limites d'Atterberg.

On notera pour tout ce qui va suivre :

B : Bentonite de Mostaganem.

PVC : Agrégats de Polychlorure de vinyle

C : Ciment.

L'essai de limites d'Atterberg est couramment effectués selon la norme ASTM D4318-17e1 [160] (Voir Figure III.7).

D'après les résultats des tests de limites de consistance et en se fondant sur la classification des argiles, il est manifeste que la bentonite de Mostaganem relève de la catégorie des sols très

argileux, comme en atteste la valeur élevée de la VBS à 16,3 mg/L. Elle présente une forte plasticité, illustrée par un indice de plasticité (I_p) considérable de 123,4%. Notons également que ce sol est classé comme de l'argile à plasticité élevée (CH) conformément au Système Unifié de Classification des Sols (USCS). Par ailleurs, le minéral prédominant dans ce matériau est la montmorillonite (Figure I.17). Pour résumer, la bentonite de Mostaganem est catégorisée comme une argile active (Tableau I.7), ce qui est corroboré par l'indice A_1 de Skempton, atteignant 1,234 (calculé selon l'équation I.1).

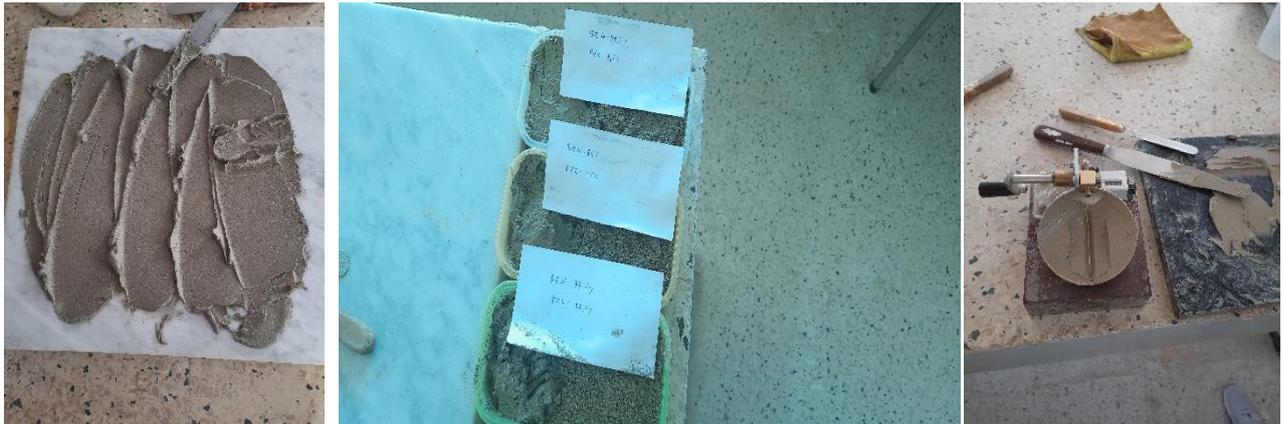


Figure III.7. Limites d'Atterberg.

III.3.5. Essai Proctor

Afin de préparer les mélanges de sol argileux avec des grains de PVC et le ciment, des quantités spécifiques de déchets de PVC ont été ajoutées à chaque fois avec du ciment à une quantité de sol préalablement séché au four. Ensuite, des échantillons de chaque mélange, de poids égal, ont été prélevés et humidifiés avec des quantités variables d'eau. Après l'humidification, chaque échantillon a été conservé dans une boîte ou un sac hermétique pendant environ 24 h (seuls les échantillons contenant de la bentonite et des agrégats de PVC ont été conservés dans une boîte hermétique au cours de cette période. D'autre part, les autres mélanges contenant du ciment n'ont pas été conservés pendant cette période car le ciment durcit. Par conséquent, un test Proctor ne peut pas être effectué sur ces échantillons après ce délai). Ensuite, l'échantillon, disposé en trois couches, a été introduit dans le moule Proctor, d'un diamètre de 102 mm et d'une hauteur de 117 mm. Chaque couche a été soumise à 25 coups uniformément répartis sur toute sa surface à l'aide d'un dame d'un poids de 2,5 kg. Enfin, le moule a été retiré et l'échantillon a été pesé (comme illustré dans la Figure III.8). Toutes les étapes de l'essai ont été réalisées conformément à la norme ASTM D698-12 [161].



Figure III.8. Essai de Proctor.

III.3.6. Essai de cisaillement direct

Ce travail expérimental a été entrepris dans le but d'étudier l'impact du pourcentage de déchets de PVC sur la résistance au cisaillement des sols argileux. Dans ce cadre, des sols argileux ont été mélangés avec différents pourcentages de déchets de PVC pour étudier les paramètres de résistance au cisaillement d'échantillons non renforcés et renforcés à partir de l'essai de cisaillement direct. Les sols argileux ont été séchés puis broyés avant d'être utilisés dans les mélanges. Dans une première étape, les quantités requises de sols argileux et de granulats de renforcement de déchets ont été mélangées ensemble dans des conditions sèches. Les teneurs en granulats de PVC usagés ont été choisies comme étant de 0 – 7,5 – 15 – 22,5 et 30% du poids total du sol sec. Comme les granulats ont tendance à s'agglomérer, une attention et un temps considérables ont été consacrés à obtenir une distribution homogène des granules dans les mélanges. Ensuite, toutes les éprouvettes ont été compactées à leur densité sèche maximale (DSM) et à leur teneur en eau optimale (TEO), correspondant aux valeurs obtenues dans les essais de compactage. Afin de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement (C et ϕ) des échantillons non renforcés et renforcés, une série d'essais en boîte de cisaillement à des contraintes normales verticales de 100, 200 et 300 kPa et à une vitesse de déplacement de 1mm/min a été réalisée conformément à ASTM D3080- 04 [162] (Figure III.9). Les contraintes

de cisaillement ont été enregistrées en fonction du déplacement horizontal. Des essais de vérification ont également été réalisés afin d'examiner la répétabilité des expériences.



Figure III.9. Photo de l'appareillage de l'essai de cisaillement.

III.3.7. Essai de compression simple

Tous les mélanges ont été préparés à leur masse volumique sèche maximale et à leur teneur en eau optimale. Plusieurs échantillons ont été préparés à l'aide d'un moule cylindrique de dimensions spécifiques (diamètre $D = 30$ mm et hauteur $H = 70$ mm). Chaque échantillon a ensuite été pesé et placé entre deux plaques parallèles sur une presse, où une machine d'essai a été utilisée pour l'application de la charge. Les spécimens ont été soumis à une déformation longitudinale à une vitesse constante de 1 mm/min. Les tests ont été poursuivis jusqu'à ce que la résistance à la compression soit déterminée, en termes de variation de la contrainte axiale par rapport à la déformation axiale [12], comme clairement illustré dans la Figure III.10. . Ces essais de compression ont été réalisés conformément à la norme ASTM D2166M-16 [163].



Figure III.10. Essai de compression simple.

III.3.8. Essai de compressibilité

Sous l'effet des charges appliquées, telles que celles provenant des fondations ou des remblais, les sols subissent des contraintes verticales qui engendrent des déformations. Les mouvements vers le bas, dus à ces charges, sont communément désignés sous le terme de tassements. Ces tassements sont principalement attribuables à la compressibilité du sol, c'est-à-dire à sa capacité à réduire son volume. Puisque les particules solides sont considérées comme incompressibles, la compressibilité (et donc les tassements) est essentiellement le résultat de la réduction du volume des vides présents dans le sol. Étant donné que les sols sont généralement saturés en eau, la diminution du volume des vides est due à l'expulsion de l'eau qu'ils contiennent. Cette réduction de volume correspond au volume d'eau expulsé, et ce phénomène est connu sous le nom de consolidation primaire. Dans les sols fins comme les argiles, la consolidation primaire peut être significative, entraînant ainsi des tassements considérables.

Pour assurer la durabilité des ouvrages de génie civil tels que les bâtiments, les ponts, les routes ou les voies ferrées construits sur des remblais, il est crucial d'évaluer la hauteur du tassement final induit par les sols rencontrés et le temps nécessaire pour atteindre ce tassement final.

L'œdomètre (Figure III.11) est un appareil essentiel pour réaliser des compressions verticales dans les sols tout en évitant les déformations horizontales grâce à une bague métallique rigide. Il se compose d'une cellule contenant un échantillon de sol cylindrique, positionné entre deux pierres poreuses saturées, à l'intérieur d'une bague de diamètre similaire. Le cadre de chargement permet d'appliquer une force constante sur un piston, reposant sur la

Pierre poreuse supérieure, pendant une durée définie. Cet équipement est utilisé pour analyser le comportement des sols soumis à des compressions verticales contrôlées, ce qui s'avère essentiel dans l'étude de la mécanique des sols. Grâce à l'œdomètre, on impose à l'échantillon les conditions suivantes :

Une contrainte totale verticale constante : $\sigma = Q/S$,

Des déformations radiales (horizontales) nulles,

Le système de drainage autorise l'eau à s'évacuer ou à pénétrer dans l'échantillon selon des chemins verticaux ascendants et descendants, tout en maintenant le sol saturé en eau.

L'essai œdométrique implique la mesure de la variation de la hauteur d'un échantillon de sol soumis à une contrainte σ en fonction du temps. En général, ces mesures sont effectuées sur une période de 24 heures pour une valeur donnée de σ . À la fin de cette période, la consolidation primaire est considérée comme terminée. Ensuite, un second chargement est appliqué sur le même échantillon avec une contrainte σ généralement deux fois supérieure à la précédente, et ainsi de suite. Cet essai permet de tracer deux types de courbes : pour une contrainte de chargement donnée, la mesure du tassement Δh en fonction du temps t permet de dessiner une courbe de consolidation sous la forme $\Delta h = f(\log t)$ ou $\Delta h = f(\sqrt{t})$. À partir de ces courbes, il est possible de calculer le coefficient de consolidation C_v (m^2/s), qui permet ensuite de déterminer le temps de consolidation d'une couche de sol en place sous n'importe quelle charge en utilisant la relation appropriée :

$$t = \frac{T_v \times h_D^2}{C_v} \dots \dots \dots (III.3)$$

Où : t : est le temps de tassement (s).

h_D : la hauteur de drainage de la couche de sol (m).

T_v : le facteur temps (un paramètre sans dimension).

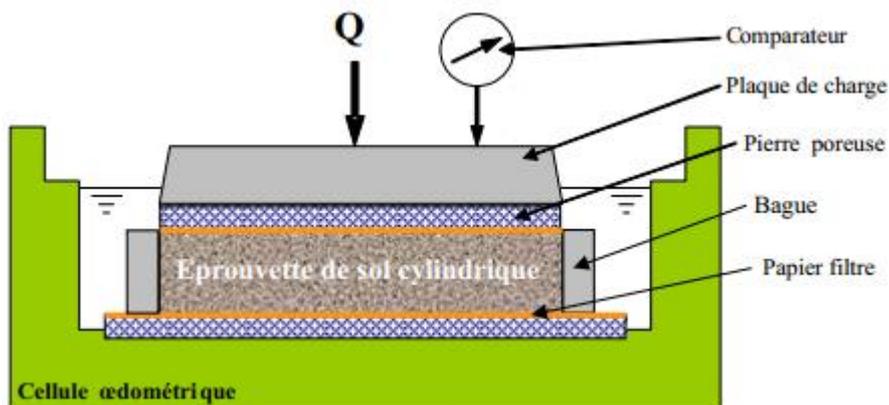


Figure III.11. Représentation schématique d'une cellule œdométrique.

La courbe de compressibilité, généralement tracée sous la forme $e = f(\log \sigma')$, met en relation l'indice des vides (e) avec les tassements finaux mesurés à la fin de chaque palier de chargement sous une contrainte σ . En conditions œdométriques, l'évolution de l'indice des vides (e) est équivalente à celle de la hauteur (h) de l'échantillon de sol, puisqu'il existe une relation directe entre les deux : $\Delta h/h_0 = \Delta e / (1+e_0)$.

À partir de cette courbe, on peut obtenir plusieurs informations essentielles :

- **La contrainte préconsolidation (σ'_p)** : qui correspond à la plus grande contrainte à laquelle le sol a été soumis au cours de son histoire.
- **L'indice de compression (C_c , sans unité)** : utilisé pour calculer les tassements de la couche de sol lorsque celle-ci est soumise à une contrainte supérieure à σ'_p .
- **L'indice de gonflement (C_s , sans unité)** : utilisé pour calculer les tassements de la couche de sol lorsque celle-ci est soumise à une contrainte inférieure à σ'_p ou à des cycles de déchargement-rechargement [164].

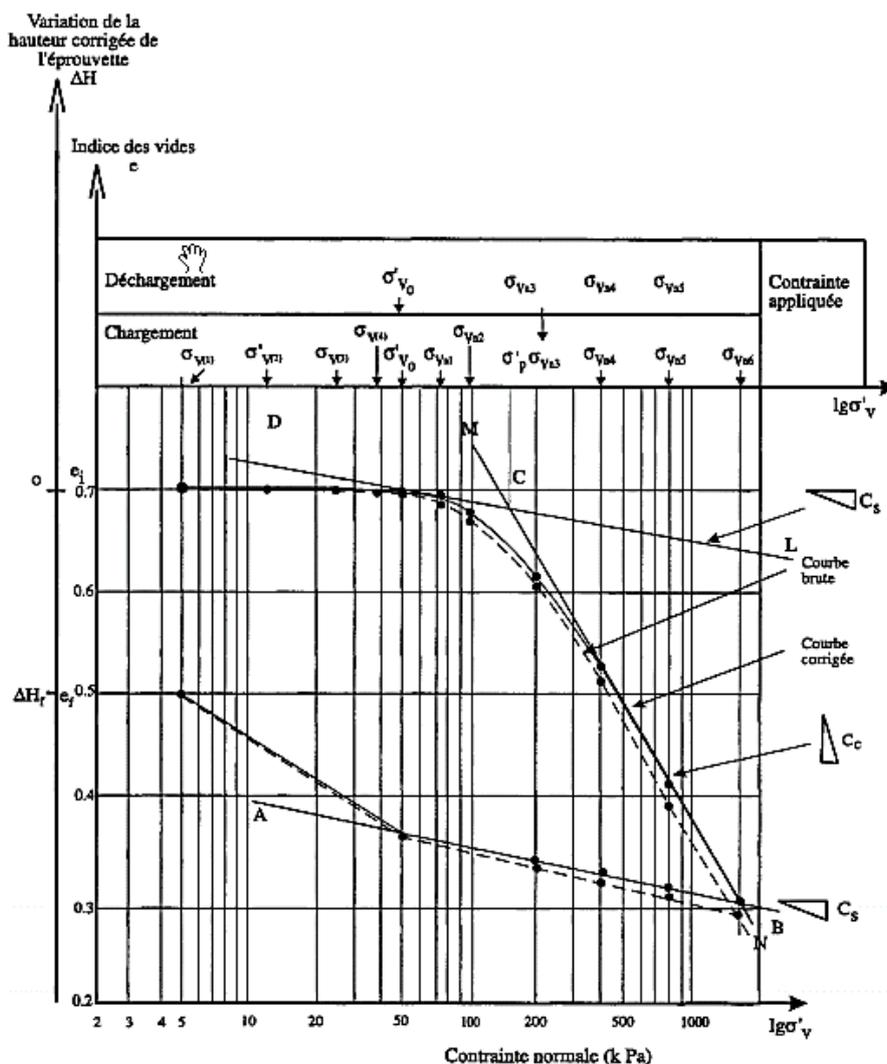


Figure III.12 Courbe de compressibilité d'un sol gonflant - Détermination de σ'_p , C_s , C_c

L'essai de compressibilité est couramment effectué selon la norme ASTM D2435-04 [165] (Voir Figure III.13).



Figure III.13. Appareil œdométrique.

III.3.9. Essai à l'œdomètre de gonflement libres

Pour préparer les mélanges (Sol + grains de PVC), à chaque fois, les quantités d'agrégats de PVC ajoutées aux échantillons de sol argileux en pourcentage de la masse de sol sec étaient de (0 %, 7,5 %, 15 %, 22,5 % et 30 %). Tous les échantillons ont été préparés à la masse volumique sèche maximale et à la teneur en eau optimale par le test Proctor selon la norme ASTM D698-12 du test de compactage.

L'échantillon d'essai a été préparé selon les dimensions de l'anneau œdométrique (le diamètre intérieur de l'anneau œdométrique D est de 70 mm et sa hauteur (H_0) est de 20 mm). Après avoir pesé l'échantillon, il est placé dans la cellule œdométrique entre les deux disques de drainage sec recouverts de papier filtre.

Cet échantillon a été soumis à la force de pression du bras œdométrique seul, c'est-à-dire 0,015 bar. Ensuite, de l'eau distillée a été ajoutée dans le réservoir de la cellule œdométrique et laissée libre de gonfler. Une fois que l'échantillon est stabilisé (lorsque l'échantillon est stabilisé, le l'indice de vide est l'indice de vide final e_f), il a été soumis à une force de pression de 1 bar. La pression a été progressivement doublée jusqu'à ce que l'échantillon revienne à son état initial (avant d'être placé dans la cellule œdomètre), la hauteur de l'échantillon (H) a été notée à chaque fois avant de changer la force appliquée à l'échantillon (Voir la Figure III.14). Après cela, il a

été placé dans le four pour déterminer la teneur en eau de l'échantillon selon la norme ASTM D2216-19 [166].

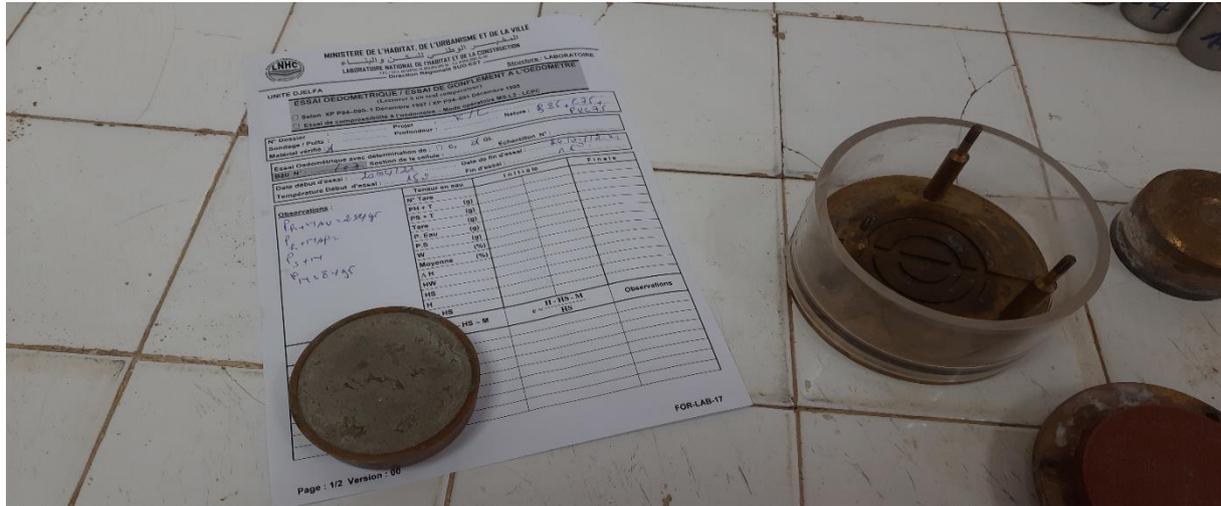


Figure III.14 Essai à l'œdomètre de gonflement libre sur échantillon renforcé.
-Après l'essai-

La hauteur de référence H_i pour chaque spécimen est déterminée juste avant de doubler la pression. Chaque l'indice de vide e a été tracé sur le diagramme semi-logarithmique en fonction de $\log \sigma$, comme suit :

$$H_i = H_o - \Delta h_i \dots\dots\dots (III.4)$$

$$e = \Delta H_f / H_i \dots\dots\dots (III.5)$$

ΔH_f :est la variation de hauteur obtenue à la fin de l'essai. La contrainte correspondant à une déformation nulle (lorsque le coefficient de vide est égal au coefficient de vide initial e_0) est la pression de gonflement (P_g), cet essai a été réalisé selon la norme ASTM D4546-21 [167].

III.4. Effets des granulats de PVC usés sur les propriétés physique-mécaniques de la bentonite

Un programme expérimental a été entrepris pour étudier l'effet des granulats de PVC sur le sol ainsi que sur différents mélanges. Ce sol et les mélanges correspondants, comportant des teneurs variables en grains de PVC (7,5 %, 15 %, 22,5 % et 30 % du poids de bentonite) ont été soumis à plusieurs essais. Ces essais comprenaient les limites d'Atterberg, test de Proctor, la résistance au cisaillement, la résistance à la compression, des essais de chargement-déchargement, ainsi que des tests de gonflement libre. Le **Tableau III.6** présente tous les détails des proportions des mélanges et les différents résultats expérimentaux concernant l'effet des granulats de PVC sur diverses propriétés physico-mécaniques des mélanges.

Tableau III.6. Résumé des résultats expérimentaux (Sol - PVC agrégats).

Mélange		WL (%)	WP (%)	IP (%)	DSM (kN/m ³)	TEO (%)	C (kPa)	ϕ (°)	Rc (kPa)	CC (%)	Pg (bars)
B (%)	PVC (%)										
100	0	165,30	41,90	123,40	15,7	20,50	64,71	27,49	180.24	0,195	12.10
92.5	7.5	116,10	32,70	83,40	14,4	19,69	83,32	25,13	341.03	0,186	7.19
85	15	113,80	34	79,80	13,9	19,41	94,96	25,38	290.96	0,232	6.67
77.5	22.5	114,50	37,60	76,90	13,7	19,16	96,83	24,58	230.13	0,282	5.70
70	30	104,80	39,30	65,50	12,9	18,93	98,45	24,91	198.07	0,292	5.35

III.4.1. Effet des agrégats de PVC sur les limites d'Atterberg

Pour déterminer les valeurs des limites de consistance des sols renforcés et non renforcés, des essais de limites d'Atterberg conformément à la norme ASTM D4318-17e1 ont été réalisés.

III.4.1.1. Effet des agrégats de PVC sur la limite de liquidité

La Figure III.15 et le Tableau III.6 montre les effets des agrégats de PVC sur les limites de consistance de la bentonite et les différents mélanges. On s'attend à ce que les limites liquidités diminuent progressivement avec l'augmentation de la teneur en agrégats de PVC. L'influence du ratio des grains de PVC sur la réduction de la limite de liquidité est observée, elle est d'environ 49,2%, 51,5%, 50,8% et 60,5% pour les échantillons avec 7,5%, 15%, 22,5% et 30% de PVC par rapport à la bentonite non renforcée. Cela peut être attribué au fait que les grains de PVC n'ont pas tendance à absorber l'eau (moins de 3% de leur propre poids [168]).

III.4.1.2. Effet des agrégats de PVC sur la limite de plasticité

La figure III.15 présente la limite plasticité (PL) du sol de bentonite renforcé avec différentes proportions de grains de PVC. Une diminution de 9,2 % de la limite plasticité est observée lorsque le pourcentage de grains de PVC augmente de 0 à 7,5 %, suivie d'une augmentation de 6,6 % de la limite plasticité dans la plage de 7,5 % à 30 % pour la teneur en grains de PVC. Les limites de consistance des mélanges changent en raison du remplacement de particules fines du sol expansif par des particules grossières de PVC, et cela est dû à la réduction de la masse volumique moyenne des solides dans le mélange sol-agrégat. Cela dépend également du type de mélange [169] et de la capacité d'échange de cations [170]. Il est intéressant de noter que des résultats similaires concernant les limites plasticités ont été trouvés par Cheshomi, A. et al. [18].

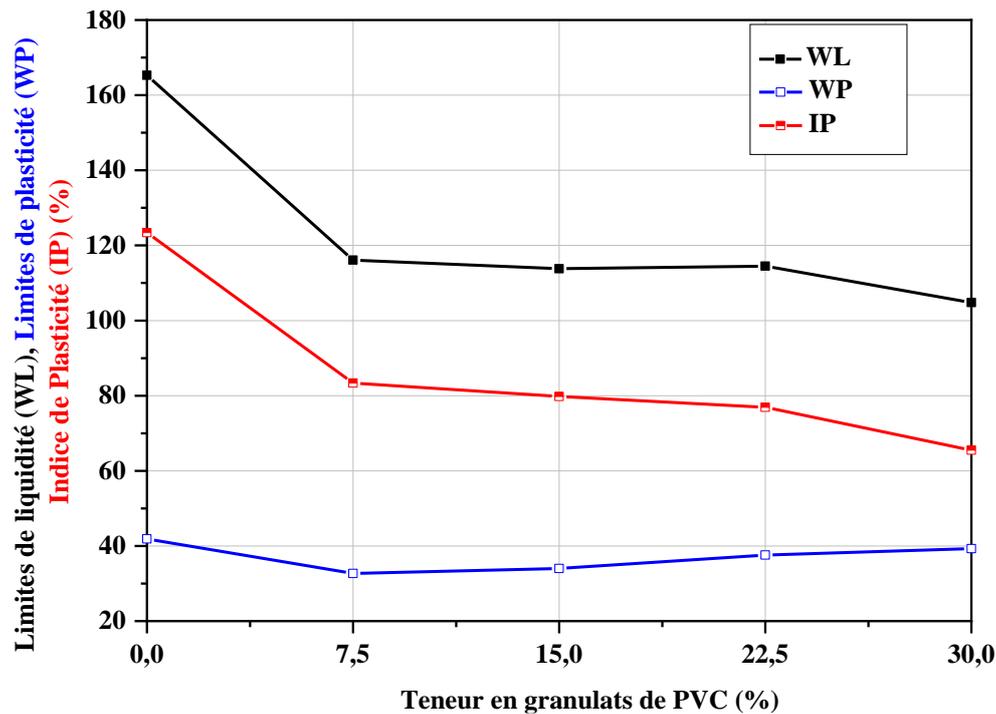


Figure III.15. Influence de la teneur en PVC sur les limites de consistance de la bentonite et les différents mélanges.

III.4.2. Effets des agrégats de PVC sur les paramètres de Proctor

III.4.2.1. Effets des agrégats de PVC sur la densité sèche maximale (DSM)

Les Figure III.16 et Figure III.17 illustrent l'effet de l'ajout d'agrégats de déchets en PVC au sol argileux sur la compaction dans les échantillons préparés. Elle suggère également que la forme des courbes de compaction est similaire à celle trouvée pour les échantillons non renforcés. On a également noté que l'augmentation de la teneur en agrégats de déchets en PVC entraîne une réduction de la masse volumique sèche. Les valeurs de la masse volumique sèche maximale (DSM) du sol argileux non renforcé (100% B) étaient de $15,7 \text{ kN/m}^3$, tandis que celles des mélanges (sol + agrégats de déchets en PVC) étaient de $14,4$, $13,9$, $13,7$ et $12,9 \text{ kN/m}^3$ avec des pourcentages de grains de déchets en PVC égaux à $7,5\%$, 15% , $22,5\%$ et 30% , respectivement. La valeur minimale de la DSM ($12,9 \text{ kN/m}^3$) a été observée pour une teneur en agrégats de déchets en PVC de 30% . À noter que cette DSM est inférieure de $17,83\%$ à celle des échantillons non renforcés. Cette diminution de la DSM peut être attribuée à trois raisons : **Premièrement**, cette diminution de la DSM est due à la faible masse volumique spécifique du PVC (14 kN/m^3) par rapport au sol de bentonite, le remplacement du sol par des granules de PVC diminue la DSM. **Deuxièmement**, la différence de taille des particules entre le PVC et la bentonite conduit à la formation de vides d'air entre les particules et crée un milieu poreux avec une DSM plus basse. **Troisièmement**, les agrégats de PVC agissent comme des amortisseurs

et dissipent une partie de l'énergie utilisée pour compacter le mélange en raison de leurs propriétés élastiques (voir [Tableau III.2](#)), empêchant une compaction appropriée et réduisant la DSM [171]. Des résultats similaires ont été précédemment rapportés pour de l'argile renforcée par des fibres polymères de pneus recyclés [12, 25, 171, 172].

III.4.2.2. Effets des agrégats de PVC sur la teneur en eau optimale (TEO)

D'après la [Figure III.16](#) et le [Tableau III.6](#). Les teneurs en eau optimale sont de 20.5%, 19.69%, 19.41%, 19.16% et 18.93% pour les mélanges qui contenant respectivement 0%, 7.5%, 15%, 22.5% et 30% de grains de PVC. Cette légère baisse de TEO en raison que les granulats de PVC n'absorbent pas beaucoup d'eau (moins de 3% de leur propre poids [168]).

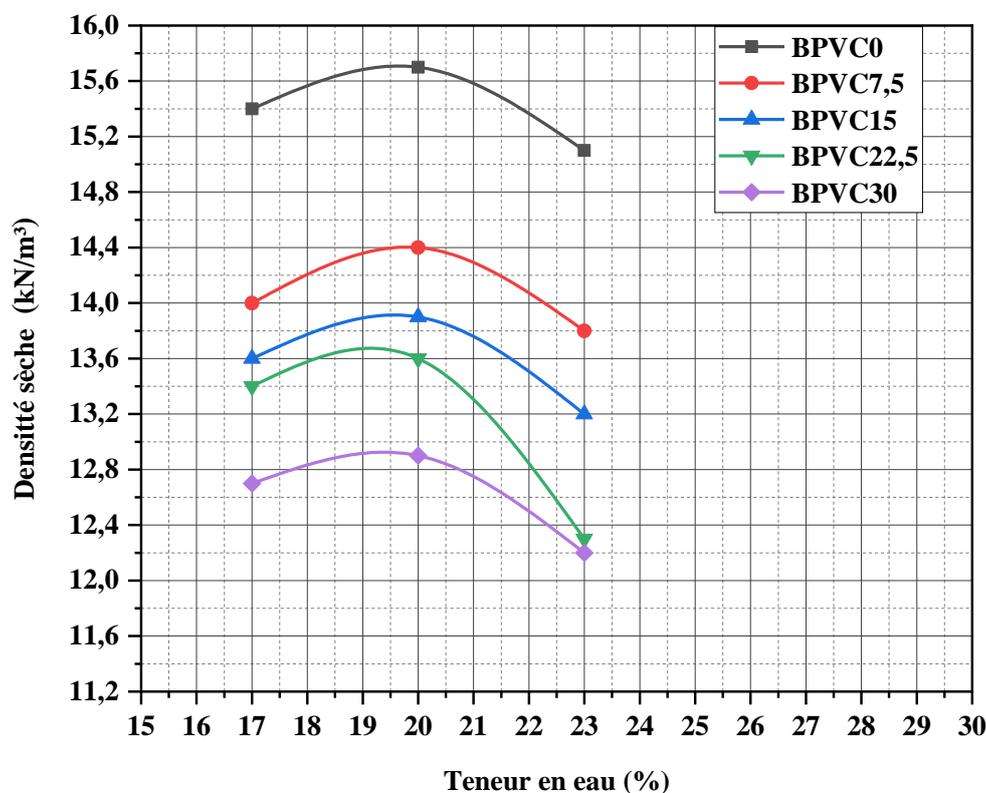


Figure III.16. Effet des grains de déchets de PVC sur la densité sèche maximale.

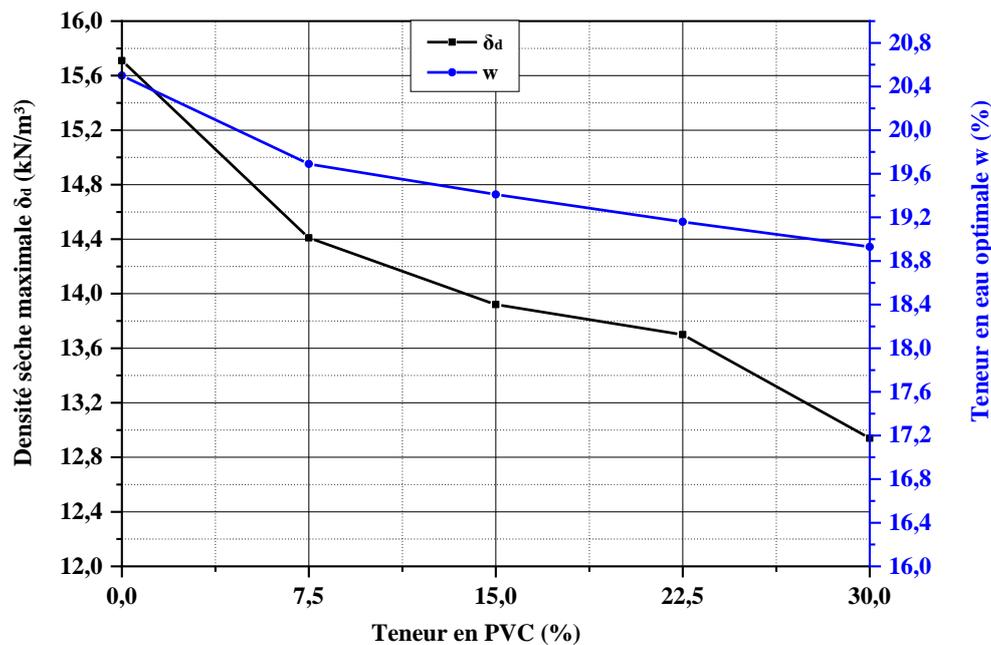


Figure III.17. Effets des grains de PVC usagé sur la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale.

III.4.3. Effets des agrégats de PVC sur les paramètres de cisaillement

III.4.3.1. Effets des agrégats de PVC sur la cohésion (C)

Les [Figure III.18](#) et [Figure III.19](#) indique que la valeur de cohésion maximale (98,45 kPa) du sol argileux a été atteinte lorsque la teneur en agrégats de PVC a augmenté pour atteindre 30%. Cette valeur de cohésion est environ 1,52 fois supérieure à celle des échantillons non renforcés (64,71 kPa). Cette augmentation de cohésion peut finalement être attribuée à l'augmentation de la pression de confinement résultant du développement de contraintes dans les agrégats de PVC, ce qui fait que le sol renforcé agit comme une seule matrice cohérente de la masse de l'agrégat de sol. Il est important de souligner que les valeurs de cohésion des échantillons composites incorporant 0 %, 7,5 %, 15 %, 22,5 % et 30 % d'agrégats de déchets de PVC étaient respectivement de 64,71, 83,32, 94,96, 96,83 et 98,45 kPa. Ces résultats montrent que la cohésion du sol augmente rapidement lorsque la concentration de grains de PVC est comprise entre 0 % et 15 %. Après cela, la cohésion du sol augmente très lentement (entre 15 % et 30 % de grains de PVC).

Il a également été remarqué que l'ajout d'agrégats de déchets de PVC améliorerait la résistance au cisaillement du sol argileux et transformait la rupture fragile en une rupture ductile. Ces conclusions sont en bon accord avec celles précédemment rapportées par Song et al. [173], où leur étude montre qu'avec l'augmentation de la concentration de polymère d'acétate de vinyle, la cohésion du sol a fortement augmenté. Et que la cohésion du sol augmente rapidement avec la concentration en polymère entre 0 % et 10 %, cette augmentation rapide

diminue lorsque la concentration en polymère est entre 10 % et 30 %. De plus, une autre étude menée par Changizi et Haddad [33] a montré une tendance similaire. Dans leur étude, l'incorporation de fibres de polyester recyclé a entraîné une augmentation observable de la cohésion du sol argileux. Plus précisément, la cohésion a augmenté de 8 % lorsque la teneur en fibres est passée de 0,3 % à 0,5 %. Ces résultats sont en bon accord avec ceux rapportés dans plusieurs autres études [174-177].

III.4.3.2. Effets des agrégats de PVC sur l'angle de frottement (ϕ)

La variation de l'angle de frottement interne et de la cohésion en fonction de la teneur en granulats de PVC est illustrée dans la Figure III.19. Comme on peut le voir, la variation de l'angle de frottement interne avec la teneur en granulats de PVC montre une variation non linéaire. En général, la valeur de l'angle de frottement interne des échantillons renforcés diminue avec la teneur en granulats jusqu'à 7,5 %, puis augmente avec la teneur en granulats jusqu'à 15 %. Après cela, la valeur de l'angle de frottement diminue légèrement avec des quantités supplémentaires de granulats (de 22,5 % à 30 % de teneur en granulats de PVC), et ces valeurs dans les mélanges varient de 24,58° à 27,49°. Cette réduction à l'angle de frottement du sol avec l'inclusion du granulats de PVC a été rapportée par Özkul et Baykal [178].

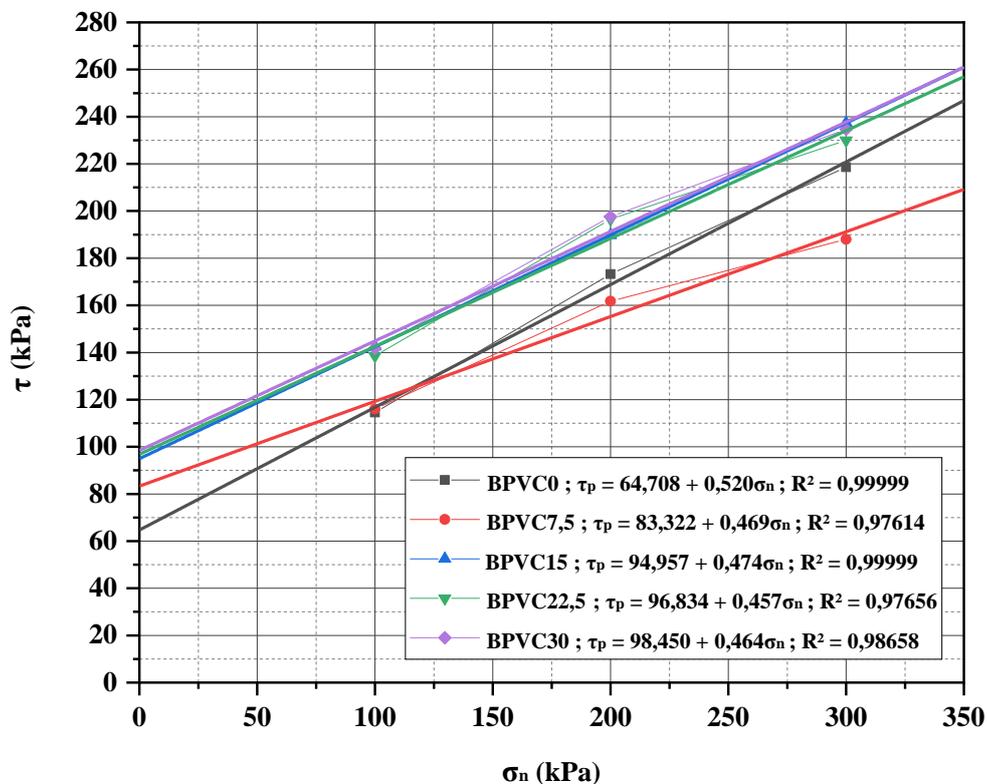


Figure III.18. Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale pour les mélanges (PVC + sol).

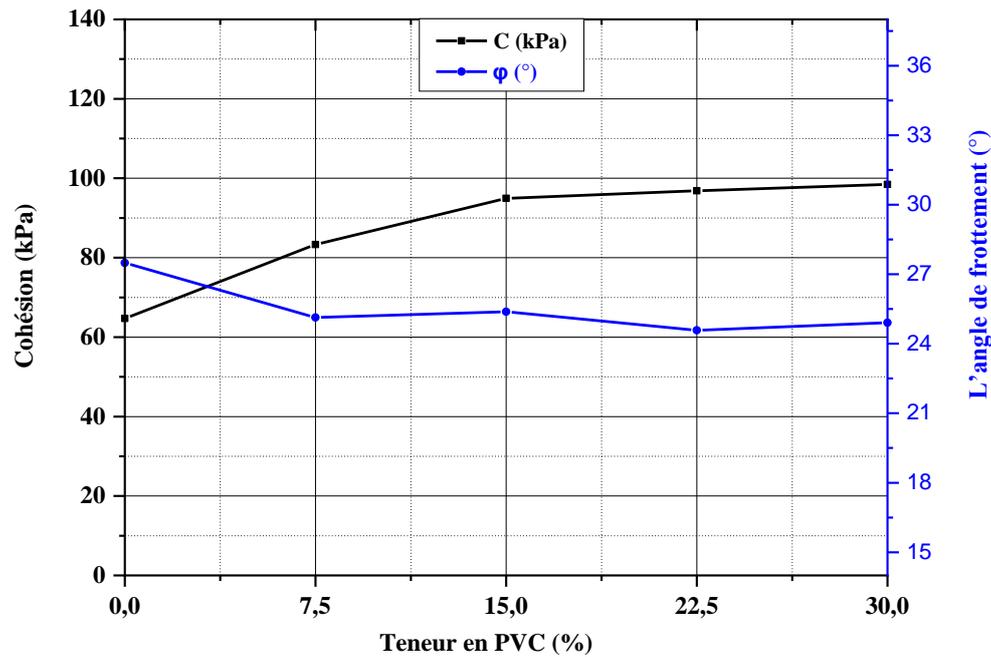


Figure III.19. Effet de la teneur en granulats de PVC sur l'angle de frottement et la cohésion de différents mélanges.

III.4.3.3. Effets des agrégats de PVC sur la résistance au cisaillement (τ)

Les effets des granulats de PVC sur les valeurs de résistance de cisaillement du sol argileux sont donnés dans la [Figure III.20](#). Le contenu des granulats de PVC a joué un rôle important dans la force de cisaillement. Il a été constaté que les valeurs de résistance au cisaillement des échantillons non renforcés ont augmenté en raison de l'augmentation de la teneur en granulats à 30% de 218.55 à 234.64 kPa (Quand la contrainte maximale est égale à 300 kPa). La valeur maximale de la résistance au cisaillement du sol avec 30% des granulats étant 234.64 kPa est 1.07 fois plus que celle des échantillons non renforcés.

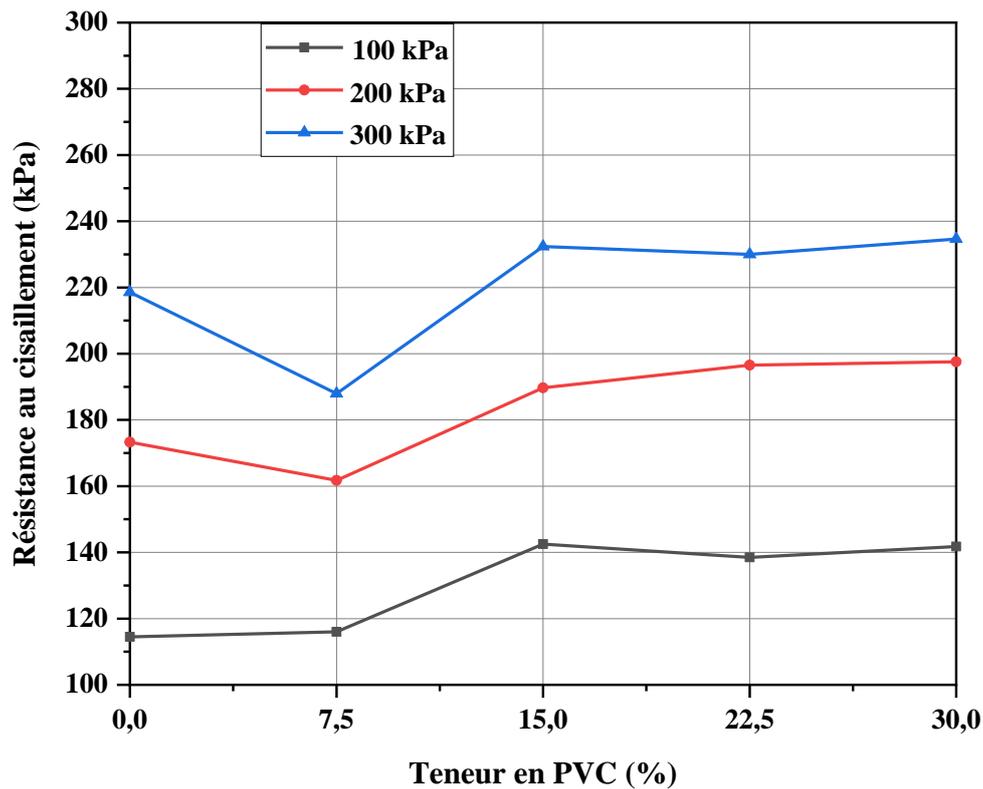


Figure III.20. Effet de la teneur en granulats de PVC usagés sur la résistance au cisaillement de la bentonite et de son mélange.

Les essais réalisés sur les différents mélanges révèlent une influence significative de la quantité de granulats ajoutée sur le développement de la cohésion. De plus, il est important de noter que la variation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de teneur en granulats de PVC est une variation non linéaire.

III.4.4. Effets des agrégats de PVC sur la résistance à la compression (R_c)

La résistance à la compression (R_c) des échantillons est illustrée dans la [Figure III.21](#). Les valeurs d' R_c des échantillons composites incorporant 0 %, 7,5 %, 15 %, 22,5 % et 30 % d'agrégats de déchets de PVC étaient respectivement de 180,24, 341,03, 290,96, 230,13 et 198,07 kPa ([Figure III.22](#) et [Tableau III.6](#)). Ces résultats indiquent que la résistance à la compression maximale des échantillons contenant uniquement des agrégats de déchets de PVC a augmenté avec l'augmentation de la quantité de grains de PVC jusqu'à 7,5 %. En effet, il a été observé qu'en ajoutant 7,5 % de grains de déchets de PVC, la résistance à la compression du mélange est devenue égale à 1,89 fois celle du sol non renforcé. Cette augmentation de l' R_c est certainement due à la plus grande dureté des granules de déchets de PVC par rapport à celle de l'argile, ce qui a renforcé l'interaction entre les grains de PVC et les particules du sol argileux. Cependant, lorsque la proportion de grains de PVC était plus élevée dans le mélange, la résistance à la compression a diminué. Cette diminution de la résistance est probablement due

au fait que les agrégats de déchets de PVC sont plus gros que les agrégats de bentonite, ce qui signifie que le mélange comprend des agrégats de différentes tailles. Cela a entraîné la création d'un grand nombre d'espaces entre les particules, ce qui a fait diminuer la résistance à la compression de l'échantillon de mélange. Des résultats similaires ont été rapportés par Akbulut et al, qui ont constaté que les valeurs d' Rc augmentaient avec l'augmentation de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu jusqu'à 2 %, avant de commencer à diminuer [179]. Ces résultats sont presque similaires à ceux rapportés par Naeini et al., qui ont constaté que l'Rc augmentait avec l'augmentation de la teneur en polymère. Ils ont également montré que les sols stabilisés avec 4 % de polymère avaient une résistance à la compression plus élevée que les sols incorporant de faibles pourcentages de polymère. De plus, les échantillons de sol stabilisés avec 5 % de polymère avaient une valeur d'Rc inférieure à celle des sols contenant 4 % de polymère [180].

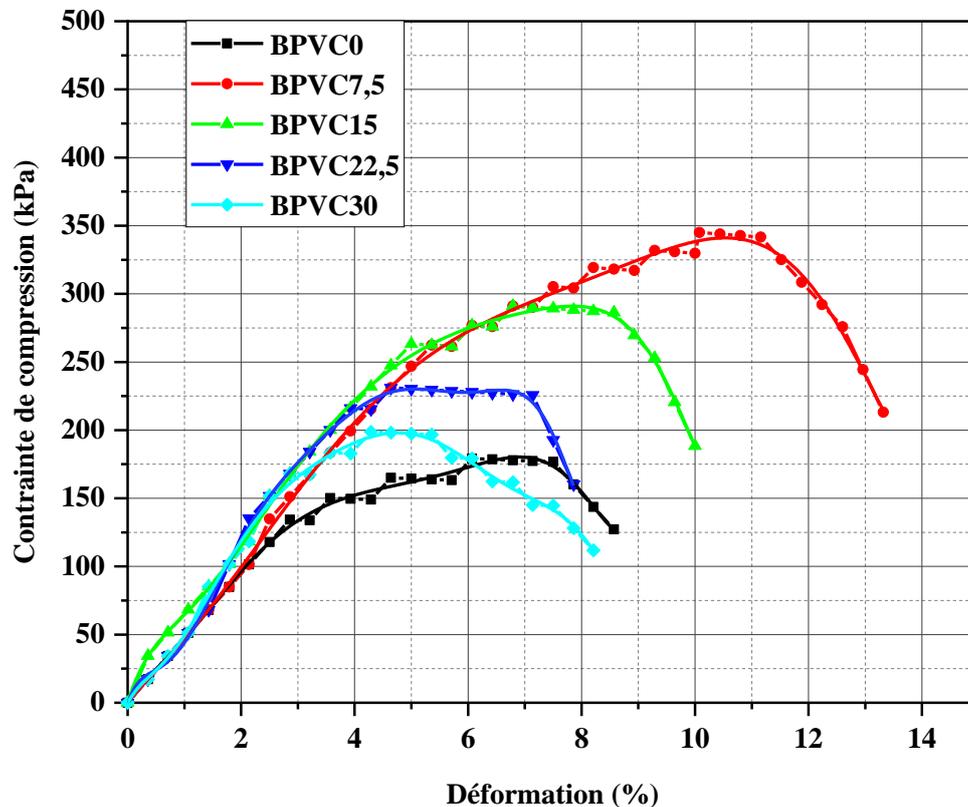


Figure III.21. Relation entre la contrainte à la compression et la déformation de différents mélanges étudiés.

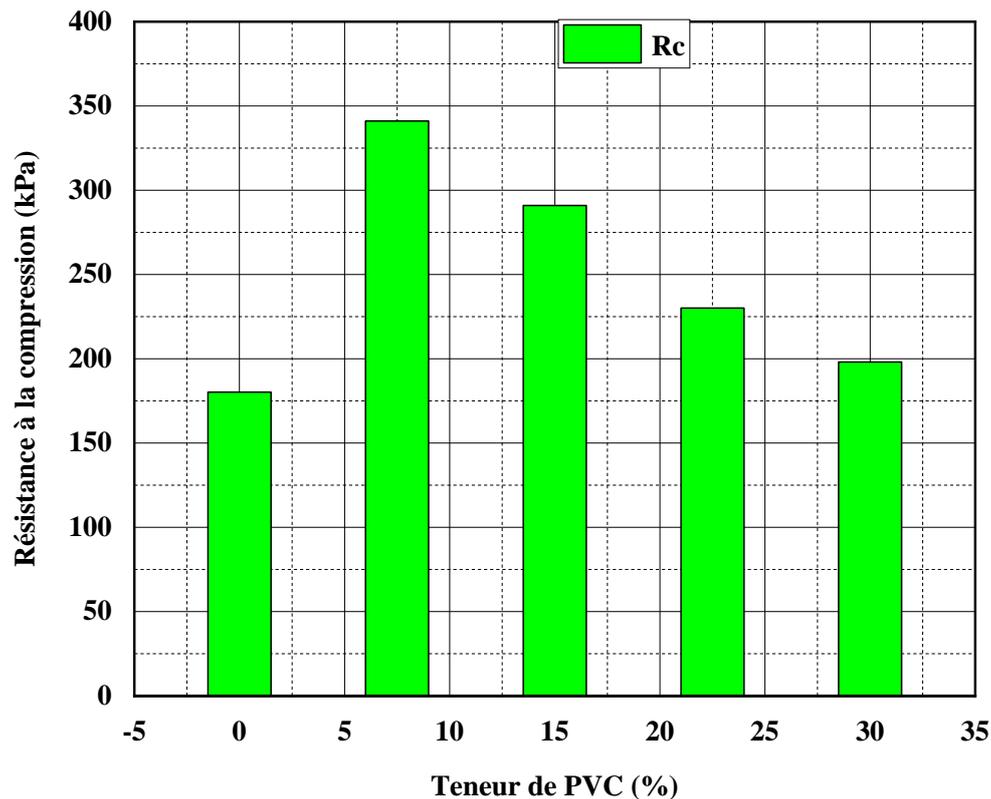


Figure III.22. Comparaison de la résistance à la compression en fonction de dosage en granulats de PVC.

III.4.5. Effets des agrégats de PVC sur les paramètres de compressibilité

Dans le but de la comparaison, les caractéristiques de compression seront principalement présentées en termes de coefficient de vide plutôt que de déformation verticale. Les résultats de compressibilité des composites d'argile et de granules de PVC sont présentés dans la [Figure III.23](#) (de : a et b). La [Figure III.23 a](#) montrée les courbes de compression à différentes teneurs en granules de PVC recyclés. Comme prévu, le gradient de la courbe de consolidation vierge (ou post-fluage) change lorsque le taux de raideur s'améliore, 0 % de PVC donnant un gradient post-fluage plus abrupt. Cela produit également une contrainte de rendement verticale effective plus élevée. Cela montre que lorsque du PVC est ajouté à l'argile testée, l'échantillon devient plus rigide en raison de la construction des composites à l'intérieur des vides d'assemblage interne. Les indices de compression (C_c) et les indices de gonflement ou d'indice de ré-compression (C_s) lors du déchargement ont été déterminés à différentes teneurs en PVC ([Figure III.23 b](#)). Les spécimens d'origine varient d'un coefficient de vide d'environ 0,911 à 1,143. L'échantillon normal (non renforcé) montre initialement une réponse sur-consolidée. Les indices de compression C_c pour l'échantillon sans stabilisation ont été trouvés à 0,195, tandis que les spécimens traités ont un comportement de compression très similaire, avec un coefficient de vide variant en fonction de la teneur en PVC sur la même plage de contrainte.

Les valeurs des indices de compression augmentent progressivement et ont été trouvées à 0,195, 0,186, 0,231, 0,282 et 0,293 pour des teneurs en PVC de 0, 7,5, 15, 22,5 et 30 %, respectivement.

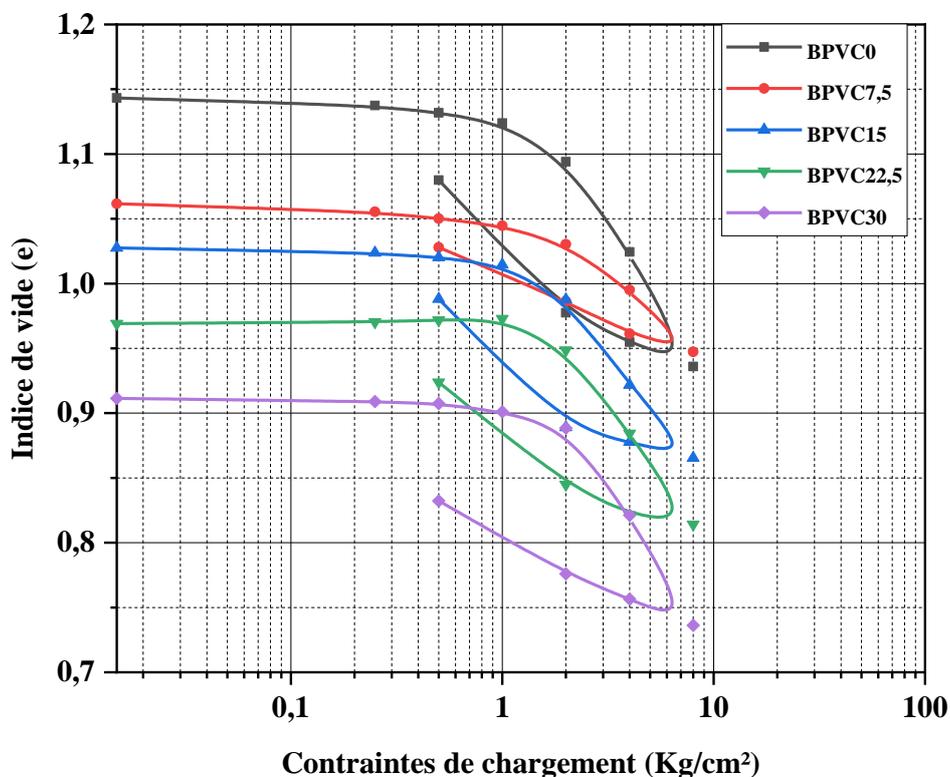


Figure III.23.a. Courbes typiques (e-log p) pour des échantillons d'argile renforcé par des différentes teneurs en granulats de PVC.

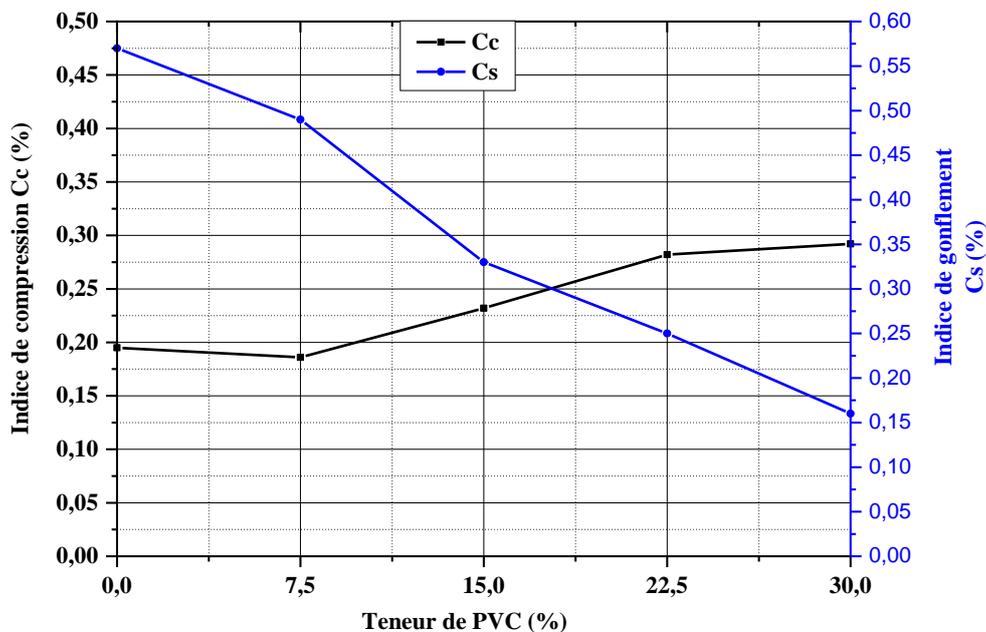


Figure III.23.b. Variation de l'indice de compression et de gonflement en fonction de teneur en granulats de PVC.

III.4.6. Effet des granulats de PVC sur la pression de gonflement (P_g)

À la fin de l'essai, la valeur de pression de gonflement maximale mesurée de la bentonite est de 12,1 bars (Tableau III.6), ce qui classe ce sol comme un sol très gonflant. Ces résultats confirment ce qui avait été prédit par les études précédentes concernant l'estimation de la pression de gonflement en fonction de l'indice de plasticité I_p , de la fraction d'argile $\Phi < 2 \mu\text{m}$ et de la valeur de la surface spécifique (S_s).

L'effet de l'ajout des agrégats de PVC recyclés dans le sol argileux sur le gonflement libre montre que la forme des courbes de gonflement libre est similaire à celle des échantillons non renforcés. La Figure III.24 présente la variation de l'indice de vide en fonction de contrainte de chargement pour les différents mélanges étudiés.

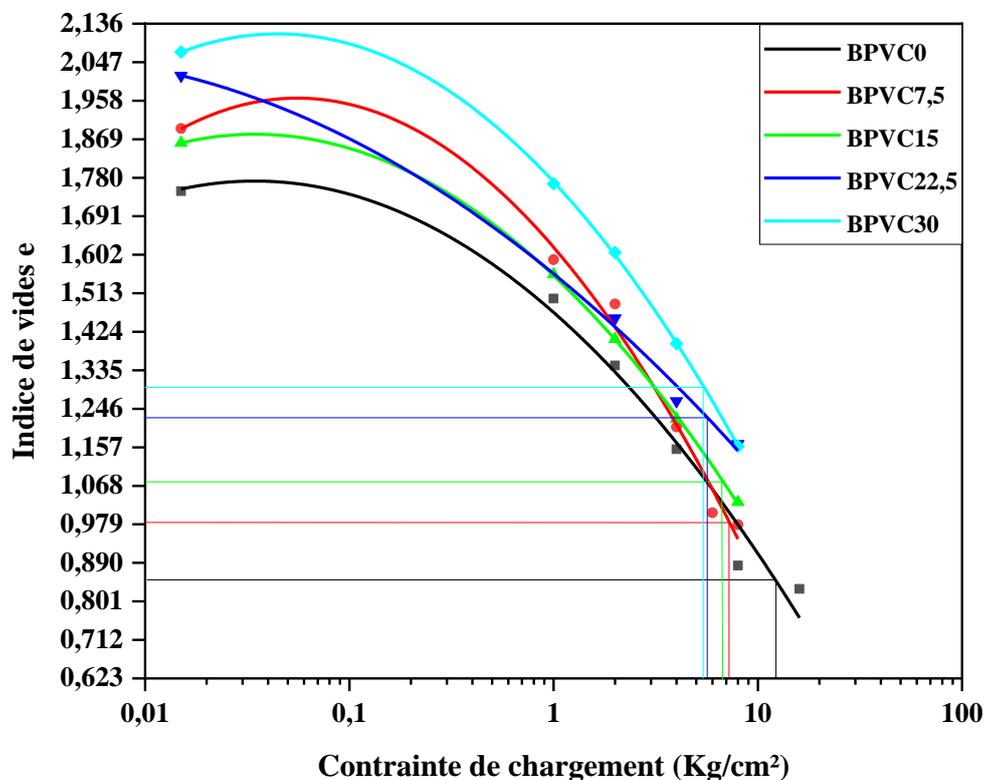


Figure III.24. Variation de l'indice de vide en fonction de contrainte de chargement pour les différents mélanges étudiés.

Selon les Figure III.24 et Figure III.25 il est démontré que la pression de gonflement (P_g) diminue avec l'augmentation de la teneur en agrégats de PVC. À une teneur en agrégats de PVC de 30 %, la pression de gonflement est mesurée à 5,35 bars, ce qui représente une réduction de 55,81 % par rapport à la pression observée dans les échantillons non renforcés. La pression de gonflement était de 12,1 bars pour l'échantillon de bentonite non renforcé (100 % B), tandis que les valeurs de pression de gonflement pour les échantillons renforcés par des agrégats de PVC à 7,5, 15, 22,5 et 30 % sont respectivement de 7,19, 6,67, 5,70 et 5,35 bars. Cette diminution

de la pression de gonflement est attribuée à l'incorporation de matériaux de faible masse volumique, à savoir les granules de PVC. Lors du mélange, ces granules recouvrent les particules d'argile, conférant ainsi au sol gonflant des propriétés hydrophobes. Cela induit un changement dans la structure microscopique du sol et réduit son affinité pour l'eau. Une réduction similaire de la pression de gonflement du sol a été rapportée par Bekhiti et al. lors de l'ajout de fibres de caoutchouc de pneus recyclés [25].

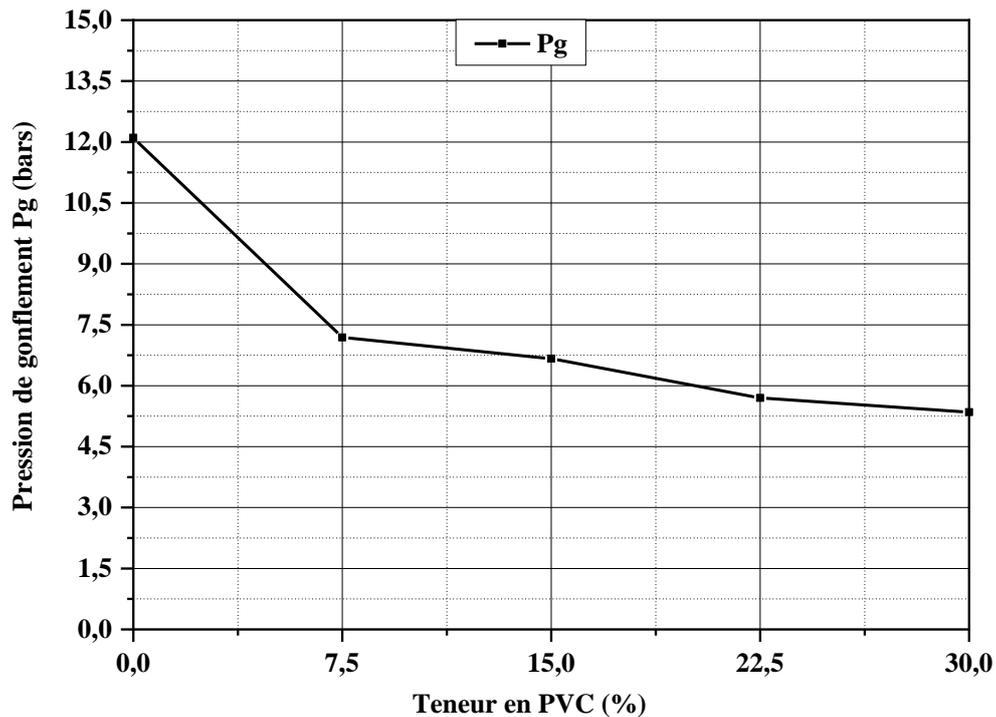


Figure III.25. Evolution de la pression de gonflement P_g en fonction de la teneur en PVC.

III.5. Conclusion

Ce chapitre a permis de tirer plusieurs conclusions essentielles à partir des séries de tests effectués pour évaluer l'impact du renforcement par des granulats de PVC sur la résistance et le comportement du sol (la granulométrie, les limites de consistances, les paramètres de compactage, les paramètres de gonflement, la densité et les paramètres de la résistance aux cisaillements). Parmi les conclusions les plus notables, on peut mentionner :

✓ Le pourcentage élevé de particules fines (inférieures à 0.08 mm) dans la bentonite de Mostaganem, avoisinant les 100%, indique clairement que cette bentonite est classée comme une argile extrêmement fine.

✓ La bentonite de Mostaganem appartient à la catégorie des sols très argileux, comme en témoigne sa valeur élevée de VBS (16,3 mg/L). Ce sol présente une forte plasticité, illustrée par un indice de plasticité élevé (IP = 123,4%). Selon le Système Unifié de Classification des Sols (USCS), il est classé comme de l'argile à plasticité élevée (CH). De plus, le minéral prédominant dans cette matière est la montmorillonite.

✓ Lorsque le sol est renforcé avec les agrégats de PVC recyclés, les limites de liquidité diminuent progressivement en raison du fait que les agrégats de PVC n'ont pas tendance à absorber l'eau.

✓ La limite plastique diminue pour l'échantillon avec différents rapports de contenu de grains de 7,5 %, puis elle augmente légèrement. Une diminution de 9,2 % de la limite plastique est observée lorsque le pourcentage de grains de PVC passe de 0 à 7,5 %, suivie d'une augmentation de 6,6 % de la limite plastique dans les limites de 7,5 à 30 % de contenu en grains de PVC.

✓ Lorsque le sol est renforcé par les granulats de PVC usagé, la densité sèche du mélange est réduite due à une faible gravité du PVC pour l'eau et le poids léger des granulats de PVC, la teneur en eau optimale a diminué progressivement lorsque la teneur en PVC a augmenté.

✓ Le pourcentage d'agrégats de déchets de PVC a joué un rôle important dans le développement des deux paramètres de résistance au cisaillement, c'est-à-dire la cohésion et l'angle de frottement interne du sol renforcé. Une augmentation de la teneur en agrégats de PVC entraîne une augmentation de la cohésion, ce qui, à son tour, améliore la résistance au cisaillement de l'argile et transforme la rupture fragile par cisaillement en une rupture ductile.

✓ La résistance à la compression (R_c) du sol a augmenté à mesure que le taux de grains de PVC augmentait jusqu'à 7,5 %. Cependant, après ce pourcentage, la résistance à la compression a commencé à diminuer à mesure que la teneur en PVC augmentait en raison de

la différence de taille entre les agrégats de déchets de PVC et les agrégats de bentonite. En conséquence, un grand nombre de grands vides sont apparus dans la structure de l'échantillon de mélange, ce qui a entraîné une valeur de R_c plus faible.

✓ Il est important de noter que l'indice de compression (C_c) augmente et évolue positivement avec l'augmentation de la teneur en PVC utilisé pour le renforcement de la bentonite. En revanche, l'inverse s'observe pour l'indice de gonflement (C_s).

✓ Cette technique améliore la stabilisation des sols argileux contre le phénomène de gonflement.

✓ La pression de gonflement (P_g) diminue à mesure que le taux de contenu en agrégats de PVC augmente. Cette pression de gonflement est réduite de 55,81 % lors de l'ajout d'une teneur en agrégats de PVC de 30 %.

En fin, les résultats de cette étude ont montré que les agrégats de déchets de PVC ont un effet bénéfique sur les sols argileux, en améliorant leurs caractéristiques mécaniques et leur stabilisation contre le phénomène de gonflement.

Chapitre IV :
Modélisation des résultats
expérimentaux

IV.1. Introduction

La méthode du plan des expériences consiste à établir une corrélation entre les réponses et les facteurs. Ainsi, après la détermination des paramètres géotechniques du sol, l'utilisation de formules empiriques permet d'estimer rapidement les modèles des différentes réponses (DSM, TEO, C, ϕ , Rc, et Pg) du sol. Cela signifie estimer ou quantifier ces réponses selon ces modèles.

Dans ce chapitre, une comparaison est effectuée entre les résultats observés lors des expérimentations et les résultats prédits par le logiciel JMP. À cet effet, les divers résultats des différents essais pour les 15 mélanges (la variation des dosages des trois facteurs (B, C et PVC) est réalisée à l'aide du logiciel statistique JMP 14). Ces mélanges sont utilisés pour évaluer les caractéristiques des sols et des mélanges sol-agrégats de PVC stabilisés par le ciment (la Bentonite de Mostaganem).

Après la comparaison entre les résultats attendus et observés, les modèles sont extraits à l'aide de JMP 14. Ces modèles statistiques permettent d'estimer la densité sèche maximale, la teneur en eau optimale, la cohésion, l'angle de frottement, la compression, et la pression de gonflement des mélanges non préparés en laboratoire, en utilisant des modèles statistiques dérivés.

IV.2. Approche de plan des mélanges

La théorie de plan des expériences est appliquée dans le présent travail. Cette approche est utilisée pour obtenir un mélange optimal des constituants tout en respectant les spécifications requises. Elle permet également d'obtenir le mélange le plus rentable qui permet d'établir une relation entre deux quantités, à savoir la réponse qui correspond à la quantité physique étudiée, c'est-à-dire la densité sèche maximale, la teneur en eau optimale, la cohésion, l'angle de frottement, la compression non confinée, la pression de gonflement, et les facteurs qui correspondent aux quantités physiques pouvant être modifiées par l'expérimentateur (B, C et PVC dans cette expérience) et qui peuvent influencer les variations des réponses.

$$Y = f(x_i) \dots\dots\dots (IV.1)$$

Les facteurs pris en compte dans la méthode de plan des expériences sont les proportions des constituants du mélange. Cependant, il convient de noter que ces constituants sont entièrement dépendants les uns des autres. Il faut noter que la somme des proportions des constituants d'un mélange est toujours égale à 100 %. Par conséquent, si x_i représente la teneur en composant i , alors la somme des teneurs de tous les composants dans le mélange doit satisfaire à la relation :

$$\sum_{i=1}^{i=n} x_i = 100\% \dots\dots\dots (IV.2)$$

D'autre part, lorsqu'on utilise des pourcentages, la somme des contenus des différents constituants est égale à l'unité, ce qui peut s'exprimer comme suit :

$$\sum_{i=1}^{i=n} x_i = 1 \dots\dots\dots (IV.3)$$

Les représentations géométriques des plans de mélanges diffèrent de celles utilisées pour les conceptions expérimentales classiques, et les modèles mathématiques adoptés sont également complètement modifiés. Dans le cas de la représentation géométrique des mélanges à trois composants, un triangle équilatéral est utilisé et les produits purs sont placés à ses sommets, comme le montre clairement la [Figure IV.1](#). Cependant, les mélanges binaires sont représentés par les côtés du triangle ([Figure IV.1](#)). Par exemple, le côté gauche du triangle représente les mélanges composés uniquement des produits A et B, tandis que le côté droit représente les mélanges composés des produits A et C. De plus, les points du côté horizontal correspondent aux mélanges composés uniquement du produit B et du produit C. Quant au point à l'intérieur du triangle équilatéral, il représente un mélange ternaire (A, B et C). Les

compositions de chaque produit peuvent être lues sur les côtés du triangle. Les propriétés géométriques du triangle équilatéral garantissent que la contrainte fondamentale sur les mélanges est bien respectée. Ce diagramme ternaire a été utilisé dans de nombreuses études antérieures [171, 181, 182].

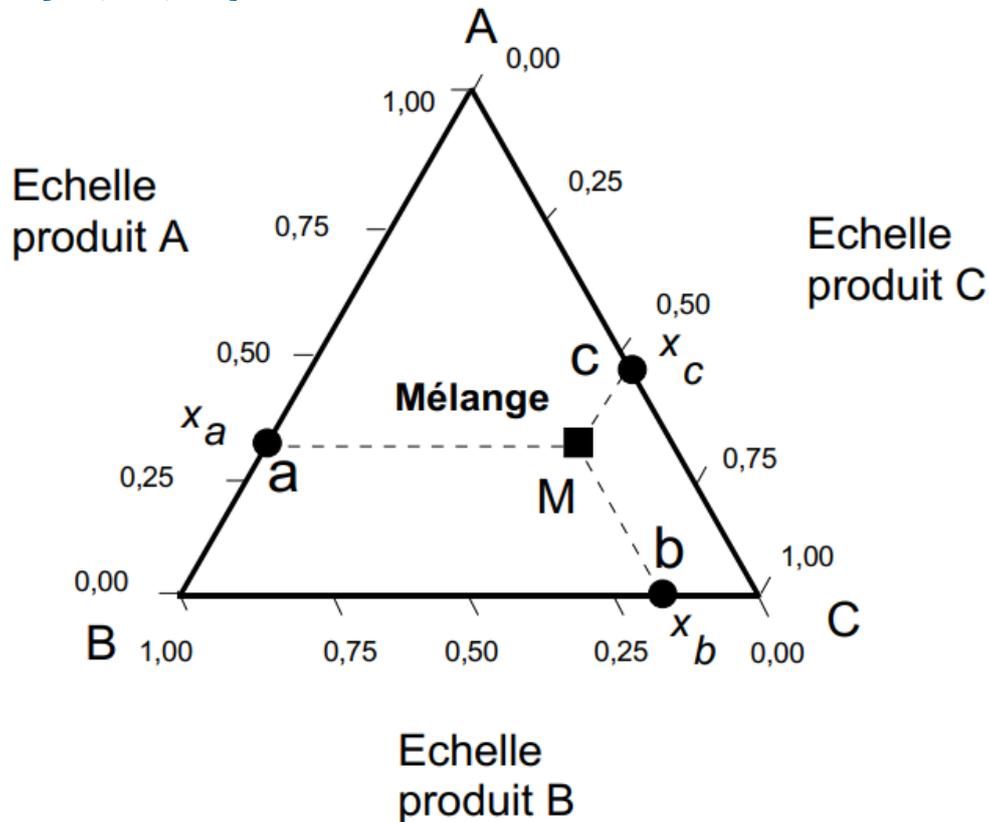


Figure IV.1. Représentation des mélanges à trois constituants sur un triangle équilatéral [183].

Dans cette étude, trois facteurs, à savoir la bentonite (B), le ciment (C) et les agrégats de déchets de PVC, pris en proportions massiques, sont pris en compte pour le plan de mélange utilisé. La somme de toutes les proportions est égale à l'unité, et les trois facteurs dépendent les uns des autres. De plus, le domaine expérimental est contraint par la relation suivante :

$$B + C + PVC = 1 \dots\dots\dots (IV.4)$$

En ce qui concerne le nombre d'expériences générées par le logiciel utilisé, il peut être calculé à l'aide de l'équation donnée ci-dessous :

$$C_{q+m-1}^m = \frac{(q + m - 1)!}{(m)! (q - 1)!} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Ici, q représente le nombre de facteurs et m le nombre de niveaux. Un plan de mélange comprenant 15 expériences, avec trois facteurs et quatre niveaux, a été préparé dans le but d'évaluer l'influence de ces trois facteurs sur les caractéristiques de la bentonite. Le modèle est exprimé sous la forme $Y = f(x_i)$ où la fonction f est une expansion polynomiale d'ordre

supérieur ou inférieur de x_i . Notez que l'ordre du polynôme dépend du degré de précision souhaité. Un modèle polynomial du troisième ordre, avec trois variables non indépendantes (B, C et PVC) et quatre niveaux, est utilisé dans cette étude. Ce modèle est exprimé comme suit :

$$Y = a_1 \times B + a_2 \times C + a_3 \times PVC + a_4 \times (B \times C) + a_5 \times (B \times PVC) + a_6 \times (C \times PVC) \dots \text{(IV.6)}$$

Où : Y : est la réponse et $(a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6)$ sont les coefficients du modèle à identifier. Ils expriment l'effet de la réponse à chaque facteur et à chaque interaction.

Ce modèle peut être validé en comparant les résultats expérimentaux avec ceux prédits par le modèle. La différence entre eux est appelée résidu. Il est important de noter que si ce résidu est trop important, alors le modèle doit être corrigé ou amélioré, peut-être en mettant à jour la conception expérimentale et en refaisant d'autres tests. L'approche peut être mise en œuvre de manière adaptative, c'est-à-dire en améliorant successivement le modèle en fonction des insuffisances rencontrées.

La Figure IV.2 représente un réseau triangulaire des 15 combinaisons à l'étude [183, 184].

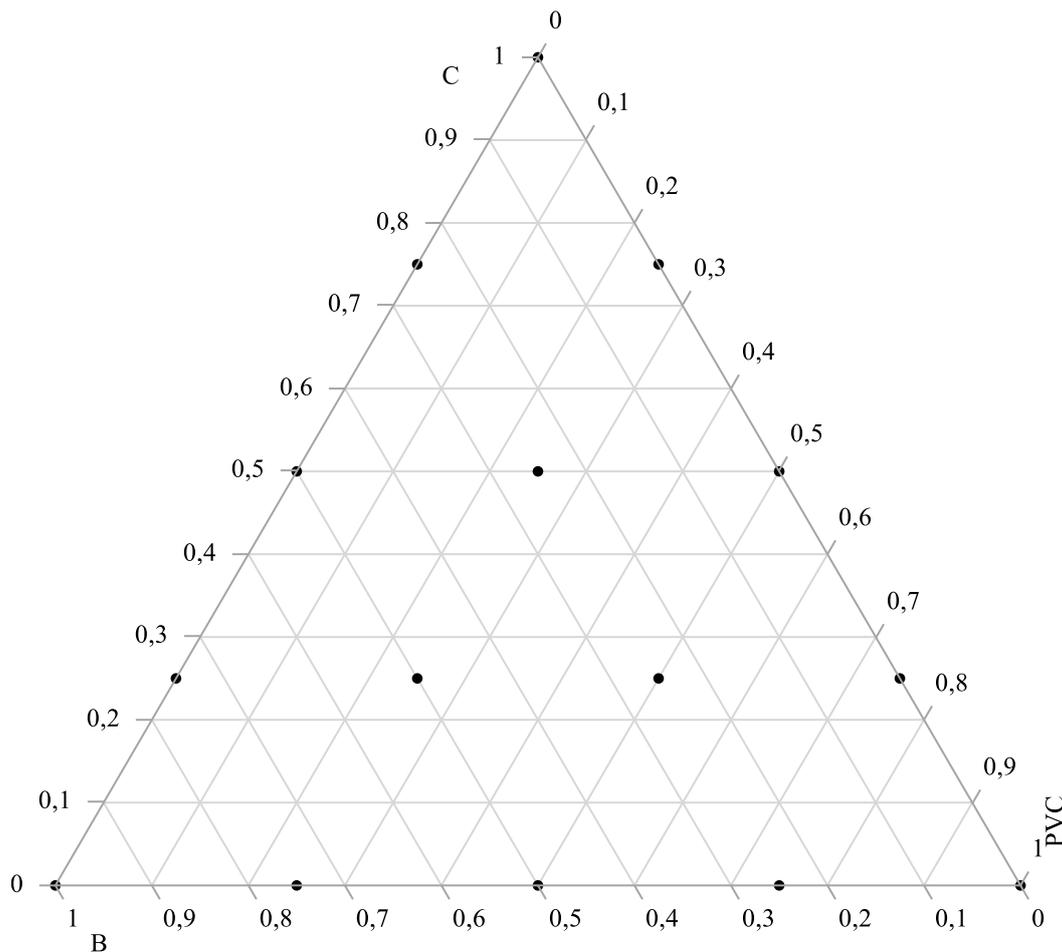


Figure IV.2. Représentation triangulaire des 15 combinaisons étudiées avec trois facteurs.

Il convient de préciser qu'ensuite, la composition de base a été maintenue constante lors de tous les essais, à l'exception de trois facteurs, c'est-à-dire B, C et PVC, dont les pourcentages sont fournis par le logiciel statistique JMP14, ces proportions sont présentées dans le [Tableau IV.1](#).

Tableau IV.1. Proportions des facteurs dans les compositions étudiées.

N°	Bentonite (B)	Ciment (C)	Granulats de polychlorure de vinyle (PVC)
1	0	0	1
2	0	0,25	0,75
3	0	0,5	0,5
4	0	0,75	0,25
5	0	1	0
6	0,25	0	0,75
7	0,25	0,25	0,5
8	0,25	0,5	0,25
9	0,25	0,75	0
10	0,5	0	0,5
11	0,5	0,25	0,25
12	0,5	0,5	0
13	0,75	0	0,25
14	0,75	0,25	0
15	1	0	0

IV.3. Modélisation des résultats expérimentaux

Le traitement des résultats a été effectué à l'aide du logiciel JMP14 et la modélisation du plan de mélange a également été réalisée. Cela a permis de développer des modèles mathématiques prédictifs qui relient les réponses aux composants du mélange étudié.

IV.3.1. Modélisation des paramètres de Proctor

Dans cette partie de l'étude, tous les échantillons ont été préparés pour obtenir la densité sèche maximale (DSM) et la teneur en eau optimale (TEO) par le test Proctor, conformément aux recommandations de la norme ASTM D 698. Les résultats des expériences suggéraient que les paramètres mécaniques étaient affectés par plusieurs facteurs environnementaux et intrinsèques. Pour cela, il a été jugé important de développer différentes méthodes et tests dans le but d'estimer les paramètres Proctor (W_{opt} et δ_{dmax}).

IV.3.1.1. Modélisation de la densité sèche maximale (DSM)

Les résultats de la densité sèche maximale obtenus lors des essais sont comparés avec les résultats prédits par le logiciel JMP14 dans le [Tableau IV.2](#).

Tableau IV.2. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de densité sèche maximale (DSM).

N°	Mélange	DSM (kN/m ³)	DSM Prévues (kN/m ³)	Résidu de DSM (kN/m ³)
1	B0C0PVC100	12,94	13,0874	-0,1474
2	B0C25PVC75	13,31	13,3453	-0,0352
3	B0C50PVC50	14,2	14,0413	0,1586
4	B0C75PVC25	14,91	15,1756	-0,2656
5	B0C100PVC0	16,75	16,7481	0,0019
6	B25C0PVC75	13,7	13,3839	0,3161
7	B25C25PVC50	13,5	13,6517	-0,1517
8	B25C50PVC25	14,82	14,3578	0,4622
9	B25C75PVC0	15,53	15,5021	0,0279
10	B50C0PVC50	13,92	13,8849	0,0351
11	B50C25PVC25	13,81	14,1628	-0,3526
12	B50C50PVC0	14,96	14,8789	0,0811
13	B75C0PVC25	14,41	14,5906	-0,1806
14	B75C25PVC0	14,72	14,8785	-0,1585
15	B100C0PVC0	15,71	15,501	0,209

Ce tableau présente le résidu de la densité sèche, qui est la différence entre la valeur expérimentale et la valeur prédite par le modèle. Le résidu nous permet de savoir si les effets sont significatifs ou non. La comparaison de la réponse mesurée des mélanges (2, 5, 9, 10, 12) et de la réponse calculée par le modèle montre également que ces valeurs peuvent être considérées comme égales. On en conclut que le modèle restreint représente correctement la densité sèche des mélanges avec de la bentonite.

Les valeurs mesurées de la densité sèche des différents mélanges optimisés sont représentées sous forme de graphique qui présente les valeurs observées en fonction des valeurs prédites ([Figure IV.3](#)).

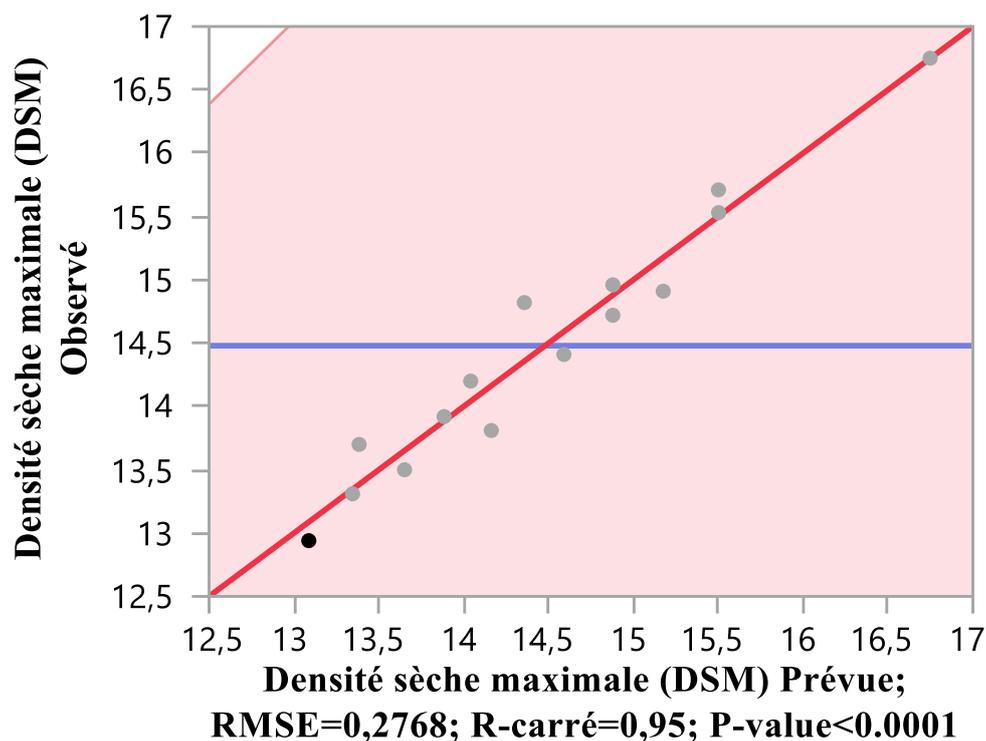


Figure. IV.3. Graphique représentant les valeurs observées de DSM par rapport aux valeurs prédites.

En effet, cette figure représente les valeurs observées de la densité sèche maximale (DSM) des différents mélanges optimisés en fonction des valeurs prédites. Cette même figure montre clairement que tous les points sont situés près du graphique linéaire en rouge, ce qui permet de conclure que le modèle fait de bonnes prédictions des valeurs en fonction des facteurs sélectionnés.

Le coefficient de corrélation (R carré) de la réponse du modèle DSM est relativement élevé (Tableau IV.3) qui est de l'ordre de 0.95. Cette valeur est proche de 1, ce qui signifie que la prédiction du modèle est correcte et qu'il existe une bonne corrélation entre la réponse expérimentale et celle prédite par le modèle. Le coefficient de corrélation (valeurs R^2) de la densité sèche maximale est égale à 0,95.

Dans les tableaux ci-dessous, une estimation des coefficients du modèle de densité sèche est donnée. Les données rapportées dans le Tableau IV.3 suggèrent que les valeurs P des trois premiers coefficients, c'est-à-dire B, C et PVC, de la réponse étudiée sont très faibles (inférieures à 0,0001), ce qui indique que les trois effets contribuent de manière significative à la prédiction de la DSM réponse.

Les résultats du logiciel indiquent que la signification des coefficients des facteurs et des interactions peut être déterminée en fonction de la valeur de P obtenue [183, 184].

$P \leq 0,01$ très significatif.

$P \leq 0,05$ significatif.

$P \leq 0,1$ pas très significatif.

$P > 0,1$ très peu ou non significatif.

Tableau IV.3. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée.

Résumé de l'ajustement	
R carré	0,952466
R carré ajusté	0,926058
Racine de l'erreur quadratique moyenne	0,276849
Moyenne de la réponse	14,47933
Observations (ou sommes pondérées)	15

Tests des effets					
Source	Nombre de coefficients	Degrés de liberté	Somme des carrés	Rapport F	Prob. > F
B(Mélange)	1	1	317,35227	4140,518	<,0001*
C(Mélange)	1	1	370,47208	4833,576	<,0001*
PVC(Mélange)	1	1	226,21991	2951,507	<,0001*
B*C	1	1	001,81044	23,6209	0,0009*
B*PVC	1	1	0,19543	2,5498	0,1448
C*PVC	1	1	0,89615	11,6921	0,0076*

Résumé des effets		
Source	Log Worth	P-value
C(Mélange)	12,876	0,00000
B(Mélange)	12,574	0,00000
PVC(Mélange)	11,914	0,00000
B*C	3,048	0,00090
C*PVC	2,117	0,00764
B*PVC	0,839	0,14477

D'autre part, la DSM, qui est simulée par le modèle correspondant, peut être estimée en fonction des trois facteurs (B, C et PVC), comme suit :

$$\text{Densité sèche maximale } (\delta_{dmax}) = 15.501 \times B + 16.748 \times C + 13.087 \times PVC - 4.981 \times (B \times C) - 1.637 \times (B \times PVC) - 3.504 \times (C \times PVC) \dots\dots\dots (IV.7)$$

Le modèle statistique ci-dessus montre que les paramètres étudiés, c'est-à-dire B, C et PVC, ont une influence sur la valeur de la DSM, comme indiqué par les coefficients de chaque paramètre. Ils donnent des valeurs assez satisfaisantes.

Le modèle proposé a permis de constater que la diminution de la DSM résultait de l'augmentation de la proportion en masse du couple (B + C), suivie du couple (PVC + C) et

ensuite du couple (PVC + B) (coefficients avec signe négatif : - 4.981, - 3.504 et - 1.637 respectivement). Sariosseiri et al. [23] ont obtenu des résultats similaires en ajoutant du ciment (environ 10 %) à trois types de sols. Ils ont en effet constaté que lorsque le ciment était ajouté, la DSM diminuait progressivement. Un comportement similaire du sol argileux stabilisé avec des polymères a également été observé par d'autres chercheurs [185, 186]. La diminution de la DSM peut être attribuée à deux facteurs. Tout d'abord, le ciment ajouté modifie généralement la granulométrie effective des sols en agrégeant les particules par le biais d'une réaction d'échange de cations, ce qui amène ces particules à occuper des zones plus grandes. Deuxièmement, la réduction de la valeur de DSM du mélange (argile + ciment) renforcé de granulats de déchets de PVC est due à l'augmentation des micropores dans la structure du mélange argile-ciment en présence de granulats de déchets de PVC.

De plus, l'analyse des données présentées dans le [Tableau IV.2](#) permet de constater que la valeur de la DSM du sol non renforcé est égale à 15.71 kN/m³. Cependant, cette valeur de DSM diminue significativement en présence de granulats de déchets de PVC couplés au ciment. Les valeurs les plus basses de DSM enregistrées étaient égales à 12.91, 13.31, 13.5, 13.7 et 13.81 kN/m³ pour les mélanges n°1 (B0C0PVC100), n°2 (B0C25 PVC75), n°7 (B25C25PVC50), n°6 (B25C0PVC75) et n°11 (B50C25PVC25). Il a également été révélé que la diminution de la valeur de DSM est due à la réduction du poids unitaire moyen des solides formant le mélange (sol-agrégat) [137].

De même, la [Figure.IV.4](#) représente le diagramme ternaire qui illustre clairement les effets des trois facteurs étudiés sur la réponse de la DSM. Ce diagramme donne un aperçu de l'évolution de la DSM en fonction des proportions de chacun des constituants.

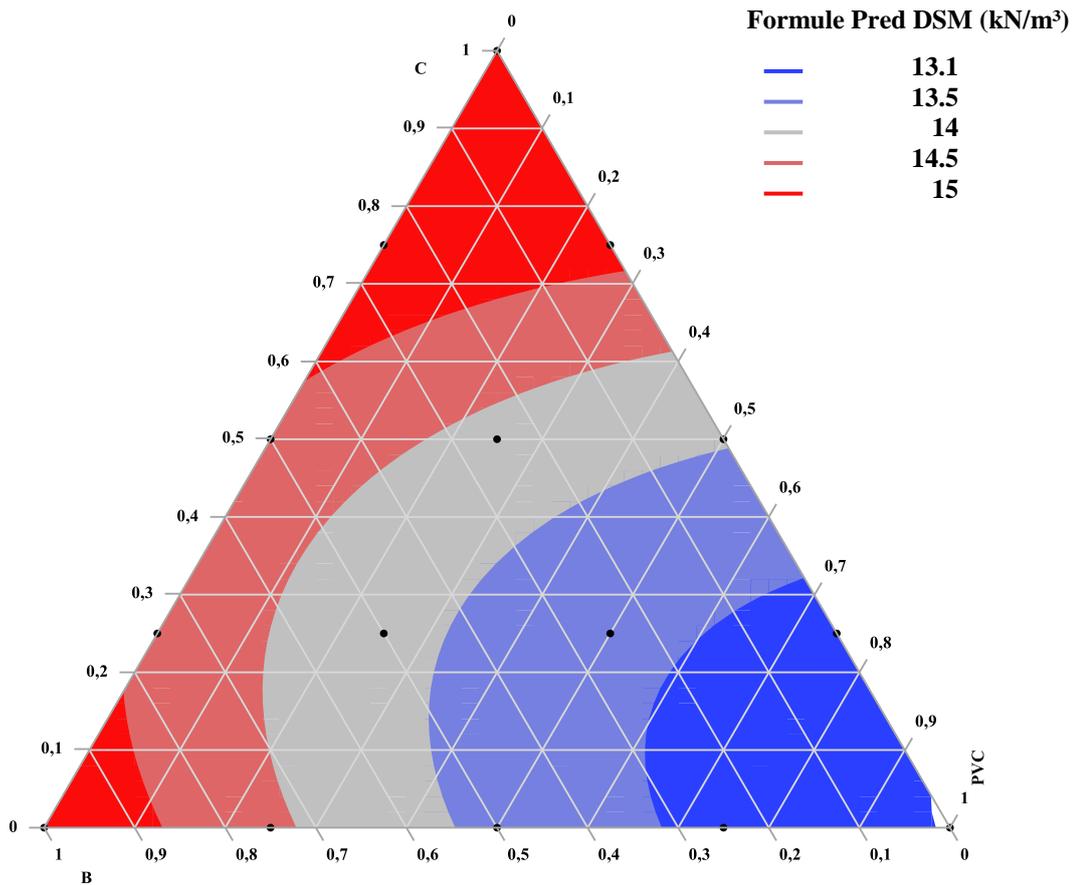


Figure IV.4. Courbes iso- densité sèche maximale.

IV.3.1.2. Modélisation de la teneur en eau optimale (TEO)

La Figure IV.5 illustre l'évolution des valeurs observées en fonction de celles attendues pour les teneurs en eau mesurées des différents mélanges optimisés. Dans notre cas, la valeur de R carré est de 0,94 pour la teneur en eau optimale (TEO) simulée par le modèle correspondant, ce qui indique une bonne adéquation entre les valeurs prédites et observées.

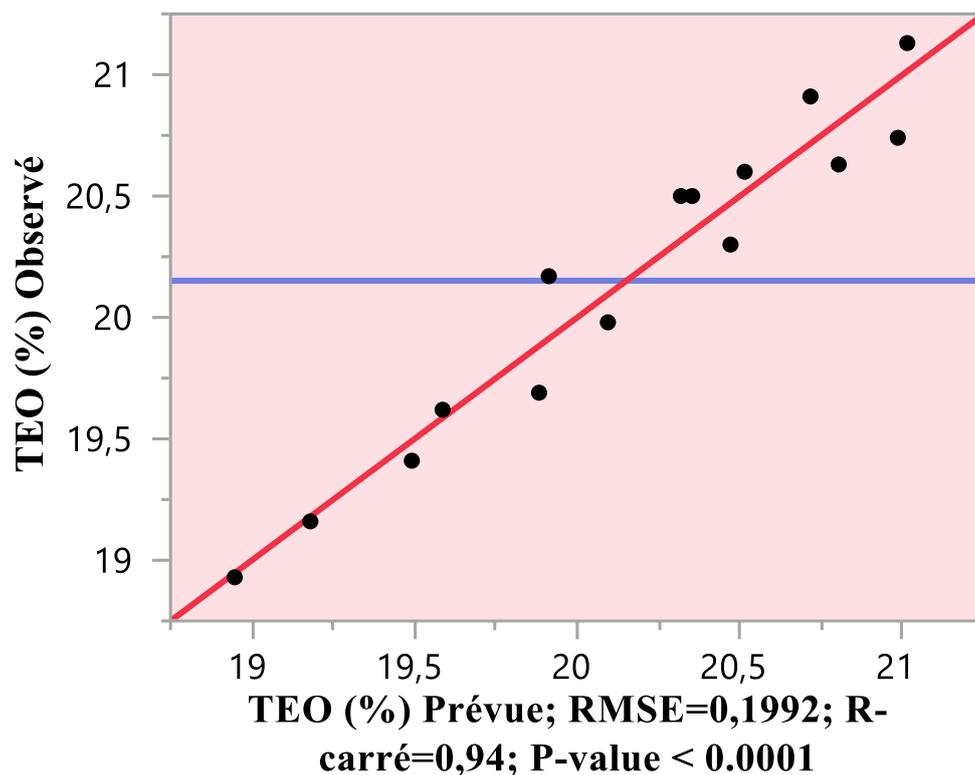


Figure. IV.5. Graphique représentant les valeurs observées de TEO par rapport aux valeurs prédites.

Les coefficients issus de la modélisation, les rapports, et les probabilités P (P-value) de la réponse étudiée (TEO) sont regroupés dans le [Tableau IV.4](#).

Tableau IV.4. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée.

Résumé de l'ajustement	
R carré	0,941715
R carré ajusté	0,909334
Racine de l'erreur quadratique moyenne	0,199154
Moyenne de la réponse	20,15133
Observations (ou sommes pondérées)	15

Tests des effets					
Source	Nombre de coefficients	Degrés de liberté	Somme des carrés	Rapport F	Prob. > F
B(Mélange)	1	1	547,11552	13794,32	<,0001*
C(Mélange)	1	1	566,83666	14291,54	<,0001*
PVC(Mélange)	1	1	474,15046	11954,66	<,0001*
B*C	1	1	0,26800	6,7570	0,0288*
B*PVC	1	1	0,02934	0,7396	0,4121
C*PVC	1	1	0,08017	2,0214	0,1888

Résumé des effets		
Source	Log Worth	P-value
C(Mélange)	14,992	0,00000
B(Mélange)	14,923	0,00000
PVC(Mélange)	14,643	0,00000
B*C	1,541	0,02877
C*PVC	0,724	0,18881
B*PVC	0,385	0,41210

En analysant ces tableaux, on constate que la plupart des valeurs de P-value sont inférieures à 0,05 (P-value < 5%), ce qui démontre que les effets correspondants sont statistiquement significatifs. La teneur en eau optimale (TEO), qui est simulée par le modèle correspondant, peut être estimée en fonction des trois facteurs (B, C et PVC), comme suit :

$$\text{Teneur en eau optimale (TEO)} = 20.35 \times B + 20.72 \times C + 18.95 \times \text{PVC} + 1.92 \times (B \times C) - 0.63 \times (B \times \text{PVC}) + 1.05 \times (C \times \text{PVC}) \dots \dots \dots \text{(IV.8)}$$

Le modèle suggère que la diminution de la teneur en eau est fortement conditionnée par l'augmentation de la proportion en masse de la paire (PVC + B).

L'analyse des données présentées dans le [Tableau IV.5](#) permet d'observer que la valeur de la teneur en eau optimale (TEO) du sol non renforcé (100% B) est égale à 20,5 %, ce qui signifie que la présence d'agrégats de déchets de PVC a entraîné une diminution significative des valeurs de TEO. En effet, les valeurs de TEO les plus basses, c'est-à-dire 18,93, 19,16, 19,41, 19,62 et 19,69 %, ont été respectivement enregistrées pour les mélanges n°1 (B0C0PVC100), n°6 (B25C0PVC75), n°10 (B50C0PVC50), n°2 (B0C25PVC75) et n°13 (B75C0PVC25). La diminution des valeurs de TEO des mélanges ci-dessus peut certainement être attribuée au fait que les agrégats de déchets de PVC n'absorbent pas beaucoup d'eau (moins de 4 % de leur propre poids [168]). Une explication alternative de ce comportement est que lorsque les particules de déchets de PVC sont remplacées par des particules de sol, les molécules d'eau sont moins attirées par ces particules, ce qui engendre des valeurs de TEO plus faibles. Dans des études précédentes, l'ajout de 12 % de polymère HDPE a diminué la TEO et le DSM d'environ 12 % et 10 %, respectivement [186]. Des résultats similaires concernant les effets des fibres de matériaux polymères recyclés sur l'OMC ont été précédemment rapportés [137].

Tableau IV.5. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de teneur en eau optimale (TEO).

N°	Mélange	TEO (%)	TEO Prévues (%)	Résidu de TEO (%)
1	B0C0PVC100	18,93	18,9473	-0,0171
2	B0C25PVC75	19,62	19,5862	0,0338
3	B0C50PVC50	19,98	20,0941	-0,1139
4	B0C75PVC25	20,3	20,4709	-0,1707
5	B0C100PVC0	20,91	20,7166	0,1934
6	B25C0PVC75	19,16	19,1798	-0,0196
7	B25C25PVC50	20,17	19,9126	0,2574
8	B25C50PVC25	20,6	20,5144	0,0856
9	B25C75PVC0	20,74	20,9851	-0,2451
10	B50C0PVC50	19,41	19,4916	-0,0814
11	B50C25PVC25	20,5	20,3184	0,1816
12	B50C50PVC0	21,13	21,0141	0,1159
13	B75C0PVC25	19,69	19,8826	-0,1926
14	B75C25PVC0	20,63	20,8034	-0,1732
15	B100C0PVC0	20,5	20,3530	0,1470

Les impacts des trois paramètres pris en compte sur la réponse de le TEO sont mieux représentés dans le diagramme ternaire illustré dans la [Figure IV.6](#).

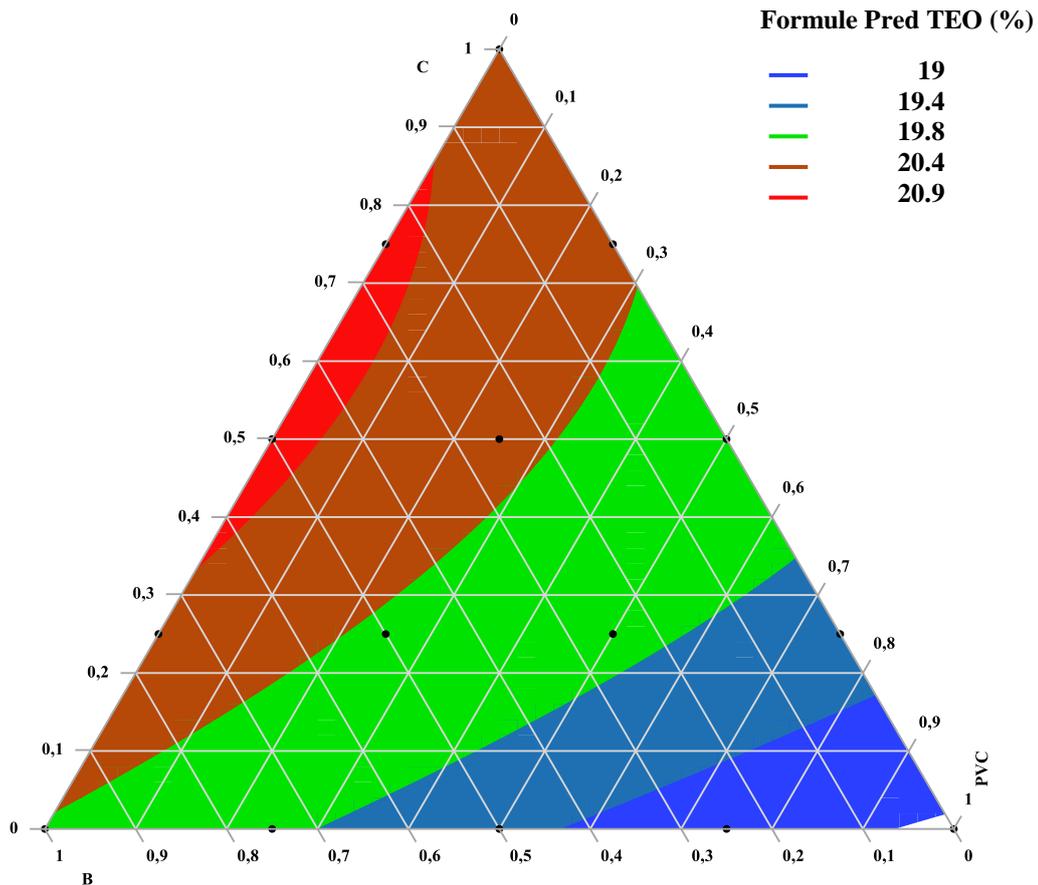


Figure IV.6. Courbes iso-teneur en eau optimale.

IV.3.2. Modélisation des paramètres de cisaillement

IV.3.2.1. Modélisation de la cohésion (C)

L'exactitude du modèle peut également être mesurée par la valeur de R carré (située sous le graphique des valeurs observées par rapport aux valeurs prédites dans la Figure IV.7 et présentée dans le Tableau IV.6). Il mesure le pourcentage de variabilité des résultats de cohésion expliqué par les modèles. Dans notre cas, la valeur de R carré est de 0,95 pour la cohésion.

Tableau IV.6 résumé de l'ajustement de la réponse de cohésion, les coefficients issus de la modélisation, les ratios et les probabilités de P-value de la réponse étudiée (cohésion), et l'estimations des coefficients et résumé des effets de la réponse de cohésion. Les résultats mentionnés ci-dessus indiquent clairement que les prédictions faites par le modèle sont correctes.

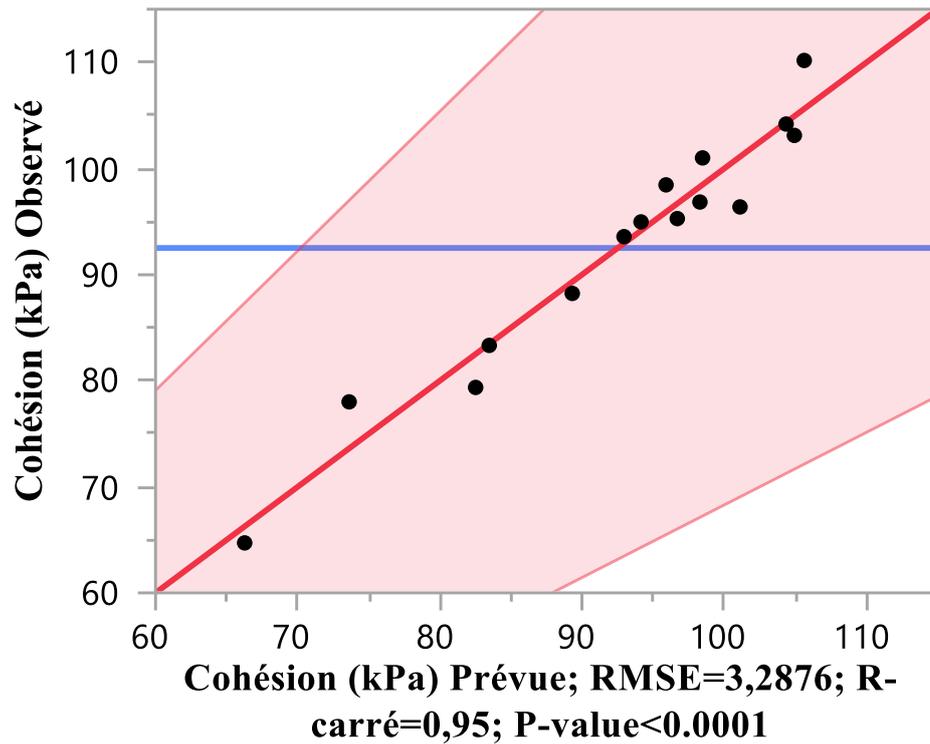


Figure IV.7. Graphique représentant les valeurs observées de cohésion par rapport aux valeurs prédites.

Tableau IV.6. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée.

Résumé de l'ajustement	
R carré	0,950749
R carré ajusté	0,923387
Racine de l'erreur quadratique moyenne	3,287603
Moyenne de la réponse	92,50067
Observations (ou sommes pondérées)	15

Tests des effets					
Source	Nombre de coefficients	Degrés de liberté	Somme des carrés	Rapport F	Prob. > F
B(Mélange)	1	1	5799,450	536,5720	<,0001*
C(Mélange)	1	1	14538,665	1345,135	<,0001*
PVC(Mélange)	1	1	12145,210	1123,689	<,0001*
B*C	1	1	11,114	1,0283	0,3371
B*PVC	1	1	198,839	18,3968	0,0020*
C*PVC	1	1	18,032	1,6684	0,2287

Résumé des effets		
Source	Log Worth	P-value
C(Mélange)	10,384	0,00000
B(Mélange)	10,035	0,00000
PVC(Mélange)	8,606	0,00000
B*C	2,694	0,00202
C*PVC	0,641	0,22866
B*PVC	0,472	0,33705

Le signe positif de tous les coefficients dans le modèle ci-dessous indique que toute augmentation de la valeur d'une variable entraîne une croissance de la cohésion. Ainsi, le modèle proposé pour les réponses de cohésion peut être exprimé comme suit :

$$\text{Cohésion (C)} = 66.26 \times \text{B} + 104.92 \times \text{C} + 95.89 \times \text{PVC} - 12.34 \times (\text{B} \times \text{C}) + 52.22 \times (\text{B} \times \text{PVC}) + 15.73 \times (\text{C} \times \text{PVC}) \dots\dots\dots (\text{IV.9})$$

Ce modèle, dérivé de la cohésion, suggère que l'augmentation de la cohésion est conditionnée d'abord par l'augmentation de la teneur en ciment (C), puis par celle des agrégats de PVC (PVC), ensuite par celle de (B + PVC), et enfin par celle de la paire (PVC + C).

D'après le [Tableau IV.7](#), La valeur maximale de cohésion a été trouvée dans le mélange n°4 (B0C75PVC25). Cette valeur est égale à 110,17 kPa. Ensuite, le mélange n°3 (B0C50PVC50) a montré une cohésion de 104,18 kPa. Ensuite, le mélange n°5 (100% C) avait une cohésion de 103,11 kPa, et enfin le mélange n°7 (B25C25PVC50) avec une cohésion de 100,99 kPa. L'augmentation de la cohésion est certainement due, d'abord, à la résistance à la liaison et au frottement à l'interface entre les agrégats de PVC stabilisés par le ciment et le sol argileux, et ensuite à l'augmentation de la cohésion de la matrice (sol - agrégats de PVC) due à l'augmentation de la pression de confinement résultant du développement des contraintes au sein des agrégats. De plus, l'interaction entre les agrégats de déchets de PVC, le ciment et le mélange de sol est l'un des facteurs les plus importants qui contrôlent l'augmentation de la résistance au cisaillement des sols argileux. Ces résultats sont rapportés par Tang et al. [187] qui ont trouvé que le rapport de contenu en fibres et en ciment joue un rôle significatif dans la croissance de la cohésion. De plus, l'augmentation du contenu en fibres augmente la cohésion du sol cimenté. De plus, si le rapport de fibres est maintenu constant, l'inclusion de ciment améliore la cohésion du mélange. De même, Shen et al. [188] ont observé une augmentation significative de la cohésion lorsque le pourcentage de contenu en fibres de polyester augmentait, en particulier lorsque de la chaux ou du ciment était ajouté. Notamment, lors de la comparaison d'échantillons ayant le même contenu en fibres, ceux traités au ciment présentaient des valeurs

de cohésion nettement plus élevées. Consoli et al. [189] ont également signalé des tendances similaires.

Tableau IV.7. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de cohésion (C).

N°	Mélange	Cohésion (%)	Cohésion Prévues (%)	Résidu de Cohésion (%)
1	B0C0PVC100	98,45	95,8940	2,556
2	B0C25PVC75	96,37	101,0986	-4,7286
3	B0C50PVC50	104,18	104,3376	-0,1574
4	B0C75PVC25	110,17	105,6108	4,5592
5	B0C100PVC0	103,11	104,9183	-1,8081
6	B25C0PVC75	96,83	98,2779	-1,4479
7	B25C25PVC50	100,99	98,4644	2,5256
8	B25C50PVC25	95,27	96,6851	-1,4150
9	B25C75PVC0	93,57	92,9401	0,6299
10	B50C0PVC50	94,96	94,1344	0,8256
11	B50C25PVC25	88,22	89,3026	-1,0824
12	B50C50PVC0	79,36	82,5051	-3,1450
13	B75C0PVC25	83,32	83,4633	-0,1431
14	B75C25PVC0	78	73,6133	4,3867
15	B100C0PVC0	64,71	66,2647	-1,5547

De plus, les résultats des essais de cisaillement direct ont permis de construire des graphiques ternaires (Figure.IV.8) qui montrent clairement les effets des trois facteurs, c'est-à-dire B, C et les agrégats de PVC, sur la cohésion du sol.

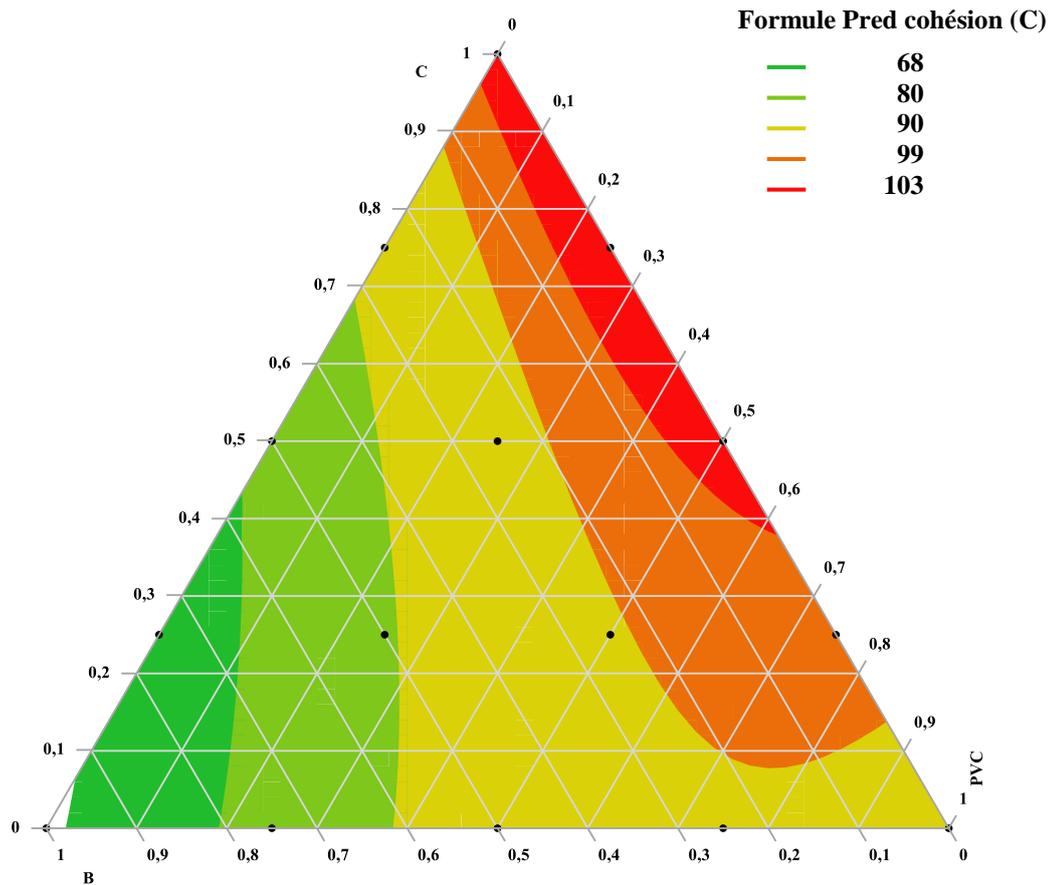


Figure IV.8. Courbes iso-cohésion.

Par conséquent, on peut dire que la courbe d'iso-réponse qui représente le diagramme ternaire et le modèle proposé peuvent être utilisés pour estimer la cohésion des mélanges qui n'ont pas été préparés en laboratoire. Par exemple, la formulation comprenant les proportions des facteurs $B = 0,33$, $C = 0,33$, $PVC = 0,33$, n'existe pas dans le tableau des proportions des facteurs dans les compositions étudiées, comme le montre le [Tableau IV.7](#). La cohésion trouvée pour cette composition était de 94,19 kPa, telle que calculée par le modèle proposé en remplaçant les proportions des facteurs.

IV.3.2.2. Modélisation de l'angle de frottement (ϕ)

Le [Tableau IV.8](#) présente les résultats de l'angle de frottement pour tous les mélanges, et présente également la différence entre la valeur expérimentale et la valeur prédite par le modèle.

Tableau IV.8. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de l'angle de frottement (φ).

N°	Mélange	Angle de frottement (°)	Angle de frottement Prévue (°)	Résidu de l'angle de frottement (°)
1	B0C0PVC100	24,91	25,8343	-0,9241
2	B0C25PVC75	23,63	22,5746	1,0554
3	B0C50PVC50	22,79	21,3236	1,4664
4	B0C75PVC25	20,75	22,0811	-1,3310
5	B0C100PVC0	24,97	24,8471	0,1229
6	B25C0PVC75	24,58	24,3096	0,2704
7	B25C25PVC50	21,33	22,5304	-1,2002
8	B25C50PVC25	22,2	22,7596	-0,5595
9	B25C75PVC0	25,32	24,9975	0,3225
10	B50C0PVC50	25,38	24,0775	1,3025
11	B50C25PVC25	22,26	23,7786	-1,5184
12	B50C50PVC0	26,87	25,4882	1,3818
13	B75C0PVC25	25,13	25,1379	-0,0077
14	B75C25PVC0	25,94	26,3193	-0,3791
15	B100C0PVC0	27,49	27,4907	-0,0007

À travers les résultats de ce tableau, on peut considérer que les valeurs de réponse mesurées et la réponse calculée par le modèle pour les mélanges sont égales, en particulier pour les mélanges n° (5, 6, 9, 13, 14, 15).

La [Figure IV.9](#) représente les valeurs mesurées de l'angle de frottement pour les différents mélanges améliorés et montre également les valeurs observées par rapport aux valeurs attendues.

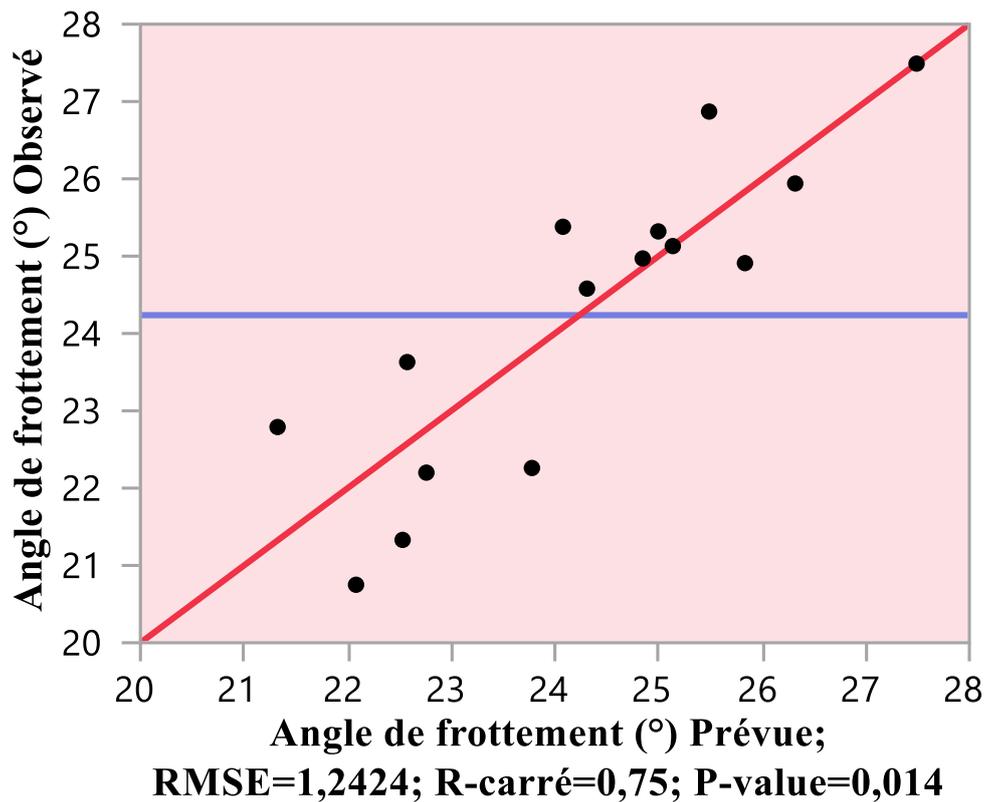


Figure IV.9. Graphique représentant les valeurs observées de l'angle de frottement par rapport aux valeurs prédites.

À partir de cette figure, on observe que les points sont proches de la ligne. Par conséquent, on peut dire que le modèle prédit correctement les valeurs des valeurs observées par rapport aux valeurs prédites de l'angle de frottement.

D'après le [Tableau IV.9](#), le coefficient de corrélation du modèle postulé de l'angle de frottement est relativement fort ($R^2=0,75$). Cela montre une bonne corrélation entre la réponse de la teneur en eau obtenue par les simulations et les valeurs prédites par le modèle ainsi trouvées.

Tableau IV.9. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée.

Résumé de l'ajustement	
R carré	0,75161
R carré ajusté	0,613616
Racine de l'erreur quadratique moyenne	1,242413
Moyenne de la réponse	24,23667
Observations (ou sommes pondérées)	15

Tests des effets					
Source	Nombre de coefficients	Degrés de liberté	Somme des carrés	Rapport F	Prob. > F
B(Mélange)	1	1	998,14634	646,6393	<,0001*
C(Mélange)	1	1	815,40822	528,2542	<,0001*
PVC(Mélange)	1	1	881,48533	571,0617	<,0001*
B*C	1	1	0,54060	0,3502	0,5686
B*PVC	1	1	7,79593	5,0505	0,0512
C*PVC	1	1	18,82701	12,1969	0,0068*

Résumé des effets		
Source	Log Worth	P-value
C(Mélange)	8,966	0,00000
B(Mélange)	8,726	0,00000
PVC(Mélange)	8,576	0,00000
B*C	2,167	0,00680
C*PVC	1,291	0,05123
B*PVC	0,245	0,56855

À partir des tableaux ci-dessus, les valeurs de p des trois premiers coefficients (B, C et PVC) sont très faibles (< 0.0001). Cela indique que les trois effets contribuent de manière significative à la prédiction de l'angle de frottement.

Les paramètres ayant des effets très significatifs sur l'angle de frottement, notamment ceux présentant un impact important, sont B, C et PVC. Il est possible d'estimer les paramètres d'un modèle qui simule l'angle de frottement en fonction de ces trois facteurs (B, C et PVC) comme suit :

$$\text{Angle de frottement } (\varphi) = 27.49 \times B + 24.85 \times C + 25.83 \times \text{PVC} - 2.72 \times (B \times C) - 10.34 \times (B \times \text{PVC}) - 16.05 \times (C \times \text{PVC}) \dots \dots \dots \text{(IV.10)}$$

Le modèle suggère que la diminution de la valeur de l'angle de frottement dépend fortement de l'augmentation de la proportion en masse du couple (C + PVC), puis de celle du couple (B + PVC), et enfin de celle du couple (B + C).

Le [Tableau IV.8](#) permet d'observer que la valeur de l'angle de frottement du sol non renforcé est de $\varphi = 27,49^\circ$. Cependant, l'ajout d'agrégats de déchets de PVC entraîne une diminution significative des valeurs de l'angle de frottement. En effet, les valeurs les plus faibles de l'angle de frottement, soit $20,75^\circ$, $21,33^\circ$, $22,2^\circ$, $22,26^\circ$ et $22,79^\circ$, ont été enregistrées pour les mélanges contenant respectivement n°4 (B0C75PVC25), n°7 (B25C25PVC50), n°8 (B25C50PVC25), n°11 (B50C25PVC25), et n°3 (B0C50PVC50). Dans des études pertinentes antérieures, le renforcement de l'argile par l'ajout de 3% de deux polymères (PVC, HDPE) a

entraîné une amélioration des propriétés de résistance, ce qui a conduit à une diminution de l'angle de frottement et à une augmentation de la cohésion [26]. De même, un comportement similaire a été signalé pour le renforcement de l'argile avec des fibres de caoutchouc, où cette fibre induit de légères modifications des paramètres de résistance de l'argile, ce qui entraîne une diminution de l'angle de frottement et une augmentation de la cohésion de l'argile (ϕ a diminué d'environ 1 à 3° et la cohésion a augmenté de 20 à 40 kPa) [178].

Le diagramme ternaire (Figure.IV.10) illustre mieux les effets des trois facteurs à l'étude sur la réponse de l'angle de frottement. Ce diagramme donne une idée de l'évolution de l'angle de frottement sous considération en fonction des proportions de chaque constituant.

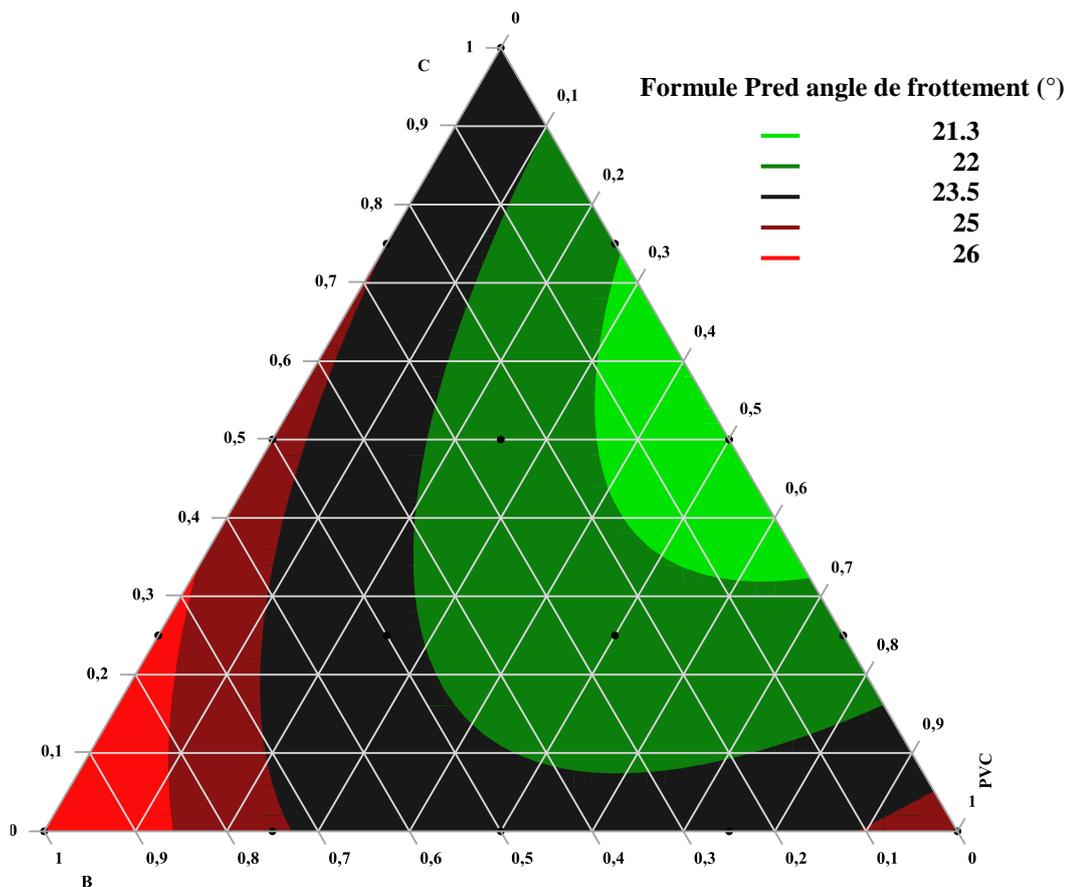


Figure IV.10. Courbes iso-angle de frottement.

IV.3.3. Modélisation de la résistance à la compression (R_c)

La Figure IV.11 montre que les points représentant les valeurs attendues et ceux représentant les valeurs observées sont proches les uns des autres. De plus, les points de l'ensemble sont tous proches de la ligne rouge, ce qui signifie que les valeurs attendues du modèle et celles obtenues à partir des expériences sont très proches les unes des autres. Par conséquent, ces valeurs (valeurs attendues et mesurées) peuvent être considérées comme équivalentes.

Une valeur de R-carré proche de 1 signifie que la prédiction du modèle est correcte. Dans notre cas, la valeur de R-carré est de 0,91 pour la résistance à la compression.

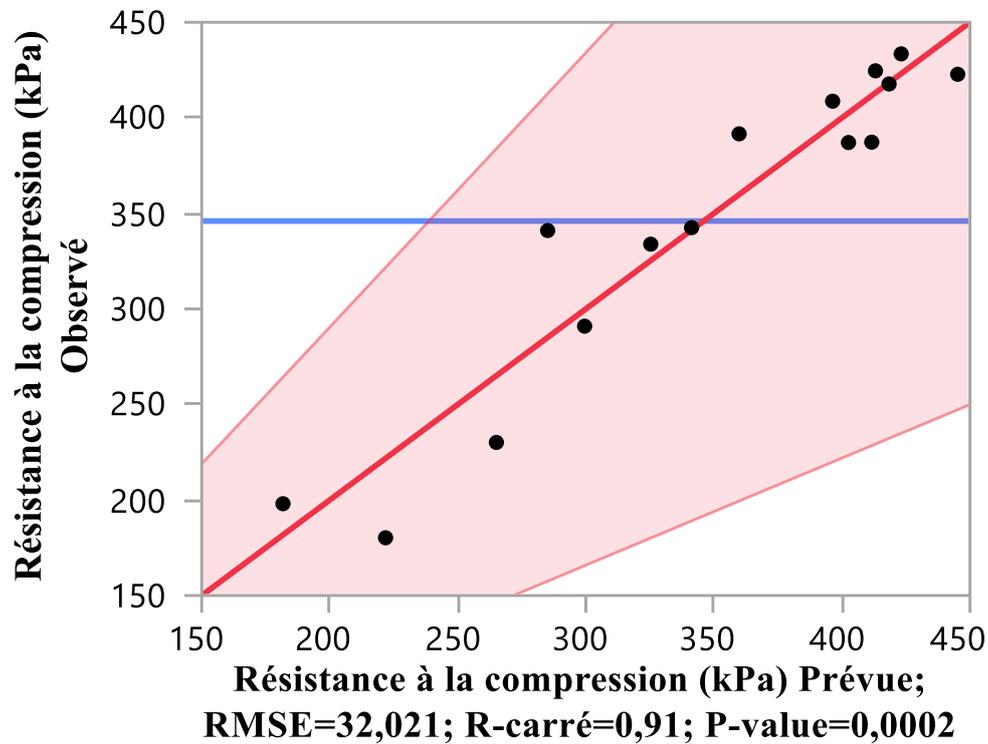


Figure IV.11. Graphique représentant les valeurs observées de la résistance à la compression par rapport aux valeurs prédites.

Les coefficients issus de la modélisation, les rapports et les probabilités de P-value de la réponse étudiée (résistance à la compression) sont regroupés dans le [Tableau IV.10](#).

Tableau IV.10. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée.

Résumé de l'ajustement	
R carré	0,90798
R carré ajusté	0,856858
Racine de l'erreur quadratique moyenne	32,02054
Moyenne de la réponse	346,0107
Observations (ou sommes pondérées)	15

Tests des effets					
Source	Nombre de coefficients	Degrés de liberté	Somme des carrés	Rapport F	Prob. > F
B(Mélange)	1	1	64971,75	63,3676	<,0001*
C(Mélange)	1	1	139795,28	136,3437	<,0001*
PVC(Mélange)	1	1	43621,92	42,5449	0,0001*
B*C	1	1	26103,95	25,4594	0,0007*
B*PVC	1	1	11150,51	10,8752	0,0093*
C*PVC	1	1	31713,29	30,9303	0,0004*

Résumé des effets			
Source	Log Worth		P-value
C(Mélange)	6,013		0,00000
B(Mélange)	4,638		0,00002
PVC(Mélange)	3,964		0,00011
B*C	3,454		0,00035
C*PVC	3,158		0,00069
B*PVC	2,033		0,00926

Nous pouvons voir à partir de ces tableaux que la plupart des valeurs de P sont inférieures à 0,01 (P-value < 1 %), ce qui signifie que les effets correspondants sont hautement significatifs. Les coefficients du modèle peuvent être utilisés pour prédire la valeur de la résistance à la compression pour des valeurs données de B, C et PVC. Ces coefficients sont utilisés pour écrire des modèles mathématiques avec lesquels les réponses peuvent être calculées dans toute la zone d'étude.

La résistance à la compression, simulée par le modèle correspondant, peut être exprimée comme suit :

$$\text{La résistance à la compression (Rc)} = 221.79 \times B + 325.34 \times C + 181.74 \times PVC + 598.33 \times (B \times C) + 391.05 \times (B \times PVC) + 659.49 \times (C \times PVC) \dots\dots\dots \text{(IV.11)}$$

En fonction des conclusions ci-dessus, on peut affirmer que l'augmentation de la résistance à la compression est conditionnée en premier lieu par l'augmentation du dosage de (C + PVC), puis par celle du dosage de la paire (B + C), suivie par celle du dosage de (B + PVC). Les effets séparés des facteurs C (ciment) et PVC entraînent une augmentation de la résistance à la compression du mélange. Cependant, ces effets ne sont pas aussi forts que ceux de (C + PVC), (B + C) et (B + PVC).

Les données du [Tableau IV.11](#) indiquent que la résistance à la compression maximale a été obtenue dans le mélange n°12 (B50C50PVC0). En effet, cette résistance à la compression a atteint une valeur maximale de 433,48 kPa, ce qui peut être attribué au fait que la résistance à la compression est influencée par la résistance du ciment, ce qui signifie que la résistance de liaison entre la bentonite et la pâte de ciment est plus importante.

Tableau IV.11. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de la résistance à la compression (Rc).

N°	Mélange	Rc (kPa)	Rc Prévue (kPa)	Résidu de l'Rc (kPa)
1	B0C0PVC100	198.07	181,7361	16,3339
2	B0C25PVC75	342.53	341,2908	1,2392
3	B0C50PVC50	417.74	418,4094	-0,6692
4	B0C75PVC25	424.62	413,0919	11,5281
5	B0C100PVC0	333.89	325,3383	8,5517
6	B25C0PVC75	230.13	265,0729	-34,9429
7	B25C25PVC50	408.71	396,3644	12,3456
8	B25C50PVC25	422.8	445,2197	-22,4197
9	B25C75PVC0	387.26	411,6390	-24,3790
10	B50C0PVC50	290.96	299,5283	-8,5681
11	B50C25PVC25	387.08	402,5565	-15,4765
12	B50C50PVC0	433.48	423,1486	10,3314
13	B75C0PVC25	341.03	285,1022	55,9278
14	B75C25PVC0	391.62	359,8672	31,7528
15	B100C0PVC0	180.24	221,7947	-41,5547

En ce qui concerne les mélanges n° 7 (B25C25PVC50), n° 3 (B0C50PVC50), n° 8 (B25C50PVC25), n° 4 (B0C75PVC25) et n° 12 (B50C50PVC0), comme indiqué dans le [Tableau IV.11](#), les valeurs maximales de résistance à la compression (Rc) obtenues étaient respectivement de 408,71, 417,74, 422,8, 424,62 et 433,48 kPa. Ces résultats peuvent certainement être attribués à l'effet de remplissage et de densification de la bentonite qui avait été préalablement stabilisée avec des grains de PVC et du ciment, ce qui a entraîné une augmentation significative de la résistance mécanique. De plus, la transition des particules de petite taille en particules beaucoup plus grandes a provoqué plusieurs réactions, telles que la réaction d'échange de cations et la réaction de cimentation. C'est probablement la principale raison de l'augmentation de la valeur de l'Rc lors de l'ajout de ciment. Il a été démontré que les particules argileuses plus grandes étaient plus résistantes à la charge de compression que les plus petites non traitées. En ce qui concerne Arabani et Haghsheno [185], ils ont rapporté que l'Rc du sol argileux traité par un polymère stabilisé au ciment augmentait. Ces auteurs ont également constaté que l'ajout de fibres de polymère au mélange (sol-ciment) augmentait la valeur de l'Rc pour finalement atteindre une valeur maximale significative. De même, Tang et

al. [187] ont étudié l'effet de courtes fibres de polypropylène sur les sols cimentés, et ont indiqué que les fibres avaient un impact plus important sur les sols cimentés que sur les sols non cimentés. Les valeurs de l' R_c pour les échantillons de sol cimenté avec 5 % et 8 % de ciment ont augmenté de manière significative, passant respectivement de 0,40 à 1,02 MPa et de 0,63 à 1,28 MPa après l'ajout de 0,05 % de fibres.

Les résultats des tests UCS ont permis de construire des graphiques ternaires montrant les effets des facteurs B, C et PVC sur la résistance mécanique à la compression, comme illustré dans la [Figure IV.12](#).

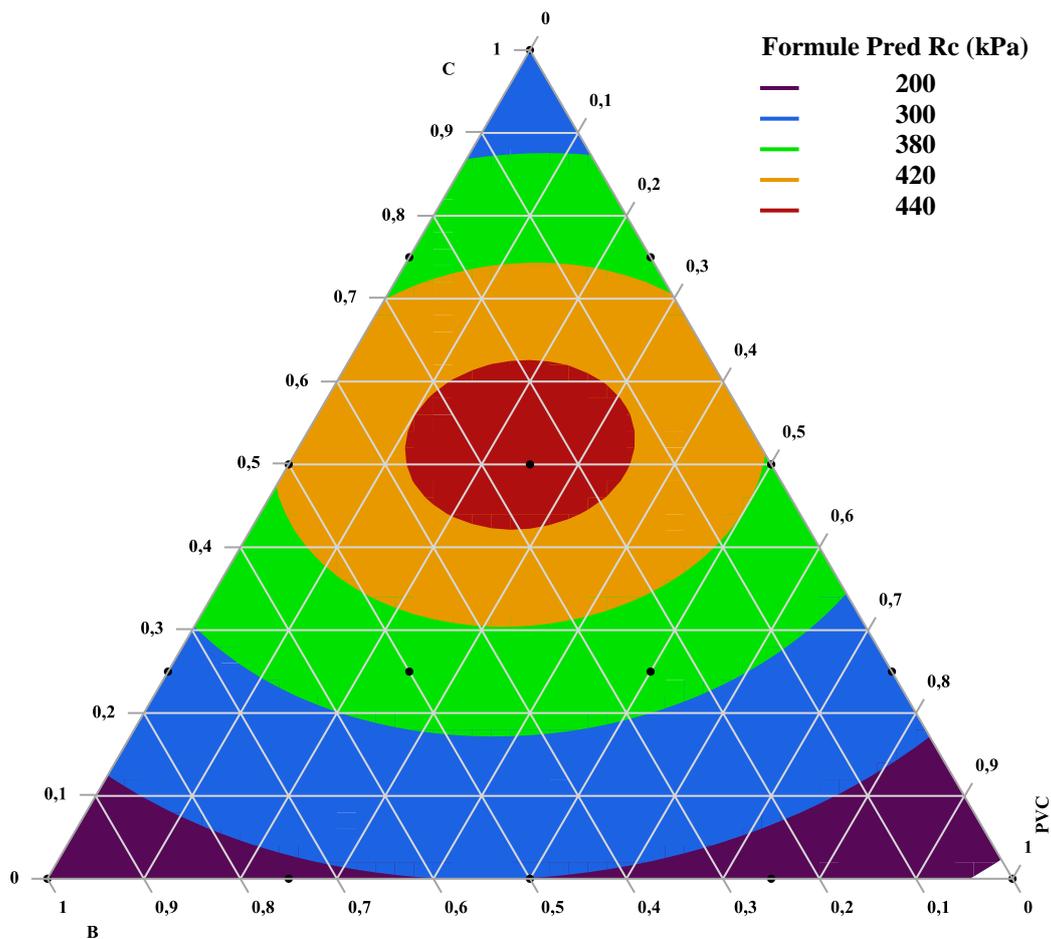


Figure IV.12. Courbes iso-résistance à la compression.

Cette courbe d'iso-réponse, qui représente le diagramme ternaire et le modèle trouvé, peut être utilisée pour estimer la résistance à la compression de toute formulation non préparée en laboratoire. Par exemple, les proportions des facteurs : $B = 0,33$, $C = 0,33$, $PVC = 0,33$. Notez que cette proportion n'existe pas dans le [Tableau IV.11](#) qui donne les proportions des facteurs des formulations étudiées. La résistance à la compression de cette formulation est égale à 420,09 kPa, comme cela a été calculé par le modèle proposé.

IV.3.4. Modélisation de la pression de gonflement (P_g)

Tableau IV.12 montre que le coefficient de corrélation ($R^2 = 0.94$) est relativement élevé, suggérant ainsi une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux obtenus et les valeurs trouvées par le modèle. Il convient également de noter que ce coefficient a été obtenu par une méthode de régression basée sur les critères d'optimisation des moindres carrés.

Le coefficient estimé dans le modèle linéaire (Coefficient) ainsi que les valeurs de la probabilité (P-value) de la réponse sont regroupés dans les tableaux ci-dessous. Remarquez également que le coefficient de réponse est acceptable (proche de 1), ce qui est confirmé par les faibles P-values.

Tableau IV.12. Ajustement selon le critère de la méthode d'analyse utilisée.

Résumé de l'ajustement	
R carré	0,939633
R carré ajusté	0,906097
Racine de l'erreur quadratique moyenne	0,739315
Moyenne de la réponse	7,836
Observations (ou sommes pondérées)	15

Tests des effets					
Source	Nombre de coefficients	Degrés de liberté	Somme des carrés	Rapport F	Prob. > F
B(Mélange)	1	1	181,45656	331,9817	<,0001*
C(Mélange)	1	1	118,17325	216,2024	<,0001*
PVC(Mélange)	1	1	45,94208	84,0528	<,0001*
B*C	1	1	0,07744	0,1417	0,7153
B*PVC	1	1	9,73930	17,8184	0,0022*
C*PVC	1	1	5,28631	9,6715	0,0125*

Résumé des effets		
Source	Log Worth	P-value
C(Mélange)	7,686	0,00000
B(Mélange)	6,872	0,00000
PVC(Mélange)	5,134	0,00001
B*C	2,651	0,00224
C*PVC	1,902	0,01252
B*PVC	0,145	0,71533

Ce modèle permet alors de décrire un modèle qui peut être utilisé pour prédire les réponses dans l'ensemble de la zone d'étude :

$$\text{La pression de gonflement (Pg)} = 11.721 \times B + 9.459 \times C + 5.898 \times \text{PVC} + 1.031 \times (B \times C) - 11.557 \times (B \times \text{PVC}) - 8.513 \times (C \times \text{PVC}) \dots\dots\dots \text{(IV.12)}$$

Ce modèle mathématique montre que la diminution de la pression de gonflement de la mixture formulée est fortement influencée par le contenu binaire (B + PVC). De plus, la mixture basée sur le couple (C + PVC) présente une diminution assez importante dans la réponse de Pg. En revanche, la présence de ciment associée à la bentonite (B + C) a une influence négative sur la Pg de la mixture. Notez également que ces modèles mathématiques ont permis de tracer des courbes iso-réponses afin de mettre en évidence les différents effets des facteurs sur la Pg de la bentonite. La première étape a consisté à étudier les effets du ciment et des agrégats de PVC sur Pg de bentonite. La courbe iso-réponse de Pg et la courbe de corrélation entre les résultats expérimentaux (observés) et les résultats théoriques (prévus) sont présentées respectivement dans les [Figure IV.13](#) et [Figure IV.14](#).

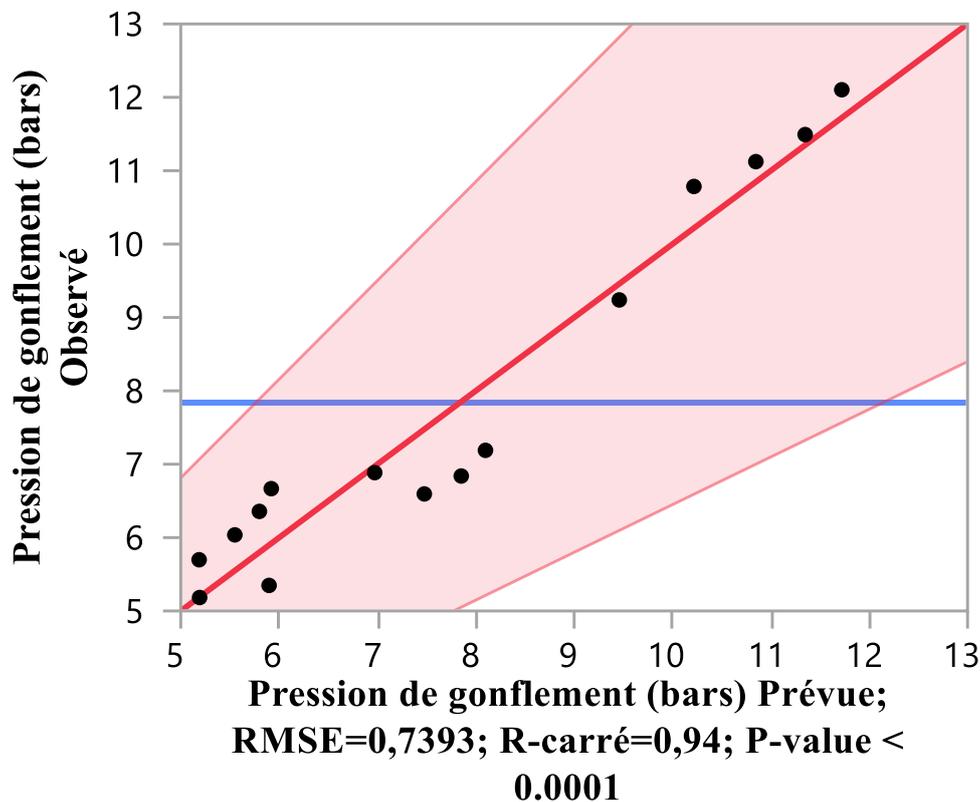


Figure IV.13. Graphique représentant les valeurs observées de pression de gonflement par rapport aux valeurs prédites.

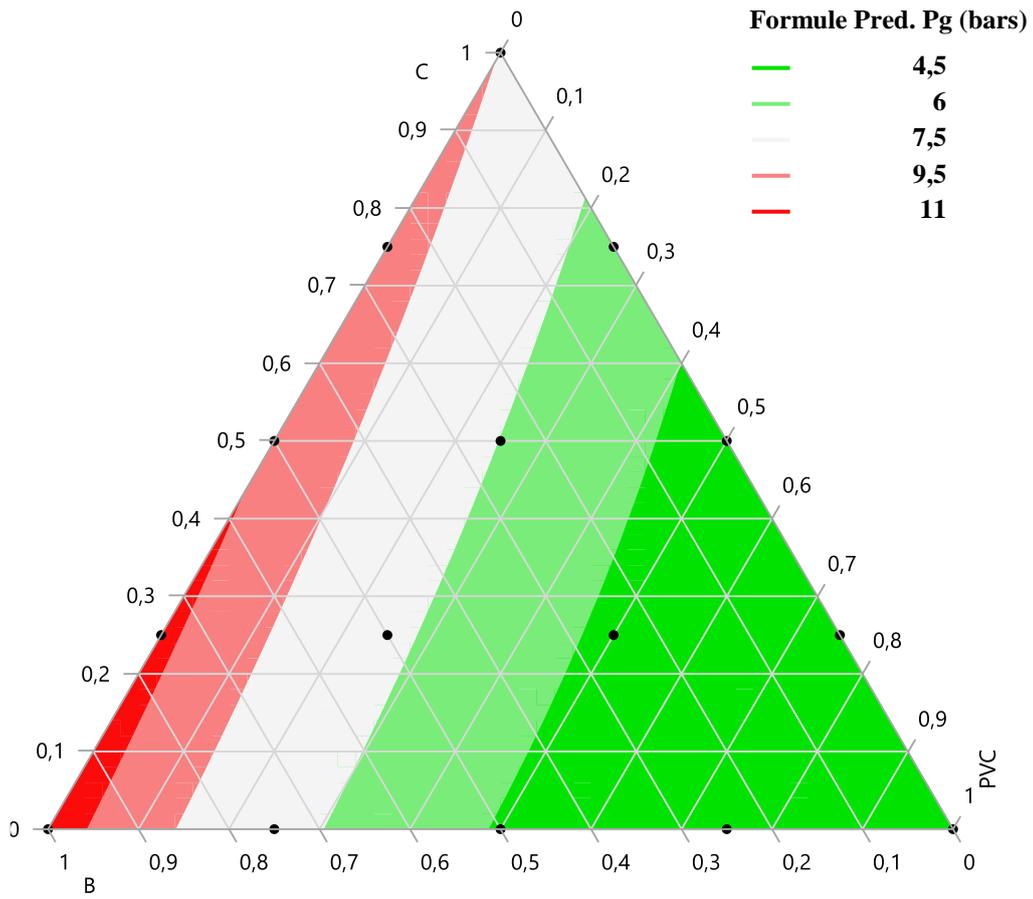


Figure IV.14. Courbes iso-pression de gonflement.

Tableau IV.13. Comparaison entre les résultats prévus et mesurés de la pression de gonflement (Pg).

N°	Mélange	Pg (bars)	Pg Prévue (bars)	Résidu de Pg (bars)
1	B0C0PVC100	5,35	5,8979	-0,5497
2	B0C25PVC75	5,18	5,1917	-0,0085
3	B0C50PVC50	6,04	5,5498	0,4872
4	B0C75PVC25	6,89	6,9723	-0,081
5	B0C100PVC0	9,24	9,4591	-0,2200
6	B25C0PVC75	5,70	5,1868	0,5113
7	B25C25PVC50	6,36	5,7995	0,5575
8	B25C50PVC25	6,60	7,4765	-0,8815
9	B25C75PVC0	10,79	10,2179	0,5671
10	B50C0PVC50	6,67	5,9201	0,7467
11	B50C25PVC25	6,84	7,8519	-1,0127
12	B50C50PVC0	11,12	10,8478	0,2752
13	B75C0PVC25	7,19	8,0985	-0,9093
14	B75C25PVC0	11,49	11,3490	0,1430
15	B100C0PVC0	12,10	11,7213	0,3817

Selon le [Tableau IV.13](#), les valeurs de pression de gonflement étaient comprises entre 12.1 et 5.18 bars. De plus, les valeurs trouvées pour les mélanges contenant une proportion plus élevée de PVC sont bien meilleures que les autres. La pression de gonflement la plus basse a été enregistrée dans le mélange n° 02 (B0C25PVC75). Cette diminution est attribuée à l'augmentation des matériaux à faible plasticité et à l'interaction entre le sol argileux et les particules de fumée de silice [190].

Les valeurs minimales de pression de gonflement enregistrées dans les mélanges n° 2 (B0C0PVC100), n° 1 (B0C0PVC100), n° 6 (B25C0PVC75), n° 3 (B0C50PVC50), et n° 7 (B25C25PVC50) étaient respectivement de 5,18, 5,35, 5,70, 6,04, et 6,36 bars. La diminution de la pression de gonflement peut être attribuée à plusieurs facteurs : **(Premièrement)** l'ajout de matériaux de faible densité spécifique à base de PVC et l'interaction entre l'argile et les particules de liant en ciment [25], **(Deuxièmement)** le remplacement de l'argile gonflante par des agrégats de PVC, et la résistance offerte par les grains au gonflement à travers le contact argile-agrégats [191], **(Troisièmement)** la porosité et la perméabilité plus faibles dans la bentonite avec une densité sèche plus élevée [192].

Ces résultats sont similaires à ceux rapportés par Bekhiti et al. [25], qui ont constaté que la pression de gonflement (P_g) diminue à mesure que le ratio de la fibre de caoutchouc de pneu et de la teneur en ciment augmente. La pression de gonflement était de 145 kPa pour un échantillon de bentonite non renforcé, tandis que les valeurs de pression de gonflement pour les échantillons renforcés par des fibres à 0,5 %, 1 % et 2 % étaient respectivement de 135 kPa, 90 kPa et 70 kPa. La pression de gonflement du sol de bentonite stabilisé avec 7,5 % de ciment varie de 141 à 67 kPa, tandis que dans le sol de bentonite stabilisé avec 10 % de ciment, elle varie de 137 à 63 kPa avec différents taux de contenu en fibre de caoutchouc de pneu. Trouzine et al. [191] ont étudié l'effet de la fibre de caoutchouc de pneu sur le comportement de gonflement de deux sols argileux en Algérie. Ils ont constaté que la réduction de la pression de gonflement est légèrement plus significative pour le sol CH (sol à plasticité élevée) avec 10%, 25% et 50% de fibre de caoutchouc de pneu que pour le sol CL (sol à faible plasticité) avec les mêmes contenus de fibre. L'inverse est observé pour les mélanges avec une teneur en fibre de 20%. Ces résultats concordent bien avec ceux précédemment rapportés par Z. Sun et al. [192], qui ont montré que la pression de gonflement de la bentonite GMZ (Gaomiaozhi) diminue légèrement avec BSW (Beishan Site Water), significativement avec l'eau de YCW (Young Cement Water) et légèrement avec l'eau de ECW (Evolved Cement Water). La pression de gonflement atteint la stabilité plus tard à une densité sèche plus élevée.

Des résultats similaires ont déjà été rapportés pour de l'argile renforcée avec du ciment par A. Mahamedi et M. Khemissa [24]. Ils ont noté que la pression de gonflement de l'argile et le gonflement libre correspondant diminuent de manière significative avec la teneur en ciment. Cette atténuation est due à la stabilisation du sol par l'effet de cimentation, ce qui semble indiquer que l'argile devient insensible au gonflement à partir d'environ 3% de teneur en ciment. De plus, il est à noter que le traitement permet de : - réduire la pression de gonflement de l'argile et le gonflement libre correspondant, faisant de l'argile un matériau non expansif et mieux compactable.

Ces résultats concordent parfaitement avec ceux rapportés par d'autres chercheurs qui ont découvert que la pression de gonflement diminuait à mesure que la proportion de polymères stabilisés avec du ciment augmentait dans les mélanges [113,193,194].

IV.4 Conclusion

Notre étude de modélisation nous permet de conclure que :

✓ La plupart des modèles ont présenté des coefficients de corrélation relativement élevés pour toutes les réponses étudiées. En effet, les coefficients de corrélation pour DSM, TEO, cohésion, angle de frottement, R_c , et P_g étaient respectivement de 0,95, 0,94, 0,95, 0,75, 0,91, et 0,94.

✓ Les modèles pour DSM et TEO montrent que la diminution de DSM est fortement conditionnée par l'augmentation de la proportion massique du couple (B + C), suivi du couple (PVC + C), puis du couple (PVC + B). Cependant, il a été observé que l'augmentation de ce dernier couple (PVC + B) entraîne une diminution de la TEO.

✓ Les modèles de cohésion et d'angle de frottement montrent que l'augmentation de la cohésion est conditionnée d'abord par l'augmentation du dosage de ciment (C), ensuite par celui des agrégats de déchets de PVC (PVC), puis par celui du dosage de (B + PVC), et enfin par celui du dosage de (PVC + C). En revanche, l'angle de frottement diminue à mesure que le pourcentage massique de (C + PVC) augmente, suivi de celui de (B + PVC), et enfin de celui de (B + C).

✓ La mixture comprenant C (55% ± 10%), PVC (35% ± 10%) et B (10% ± 10%) a montré la cohésion la plus élevée (103 kPa), tandis que la résistance à la compression la plus élevée (445 kPa) a été obtenue avec la mixture comprenant C (50% ± 10%), PVC (25% ± 10%) et B (25% ± 10%).

✓ Le modèle de l' R_c a montré que l'augmentation de la résistance à la compression était conditionnée d'abord par l'augmentation du dosage de (C + PVC), puis par celui de (B + C), et enfin par celui de (B + PVC).

✓ Selon le modèle mathématique de la pression de gonflement, le contenu binaire (B + PVC) a un impact significatif sur la diminution de P_g . En outre, la mixture basée sur le couple (C + PVC) présente une baisse assez significative de la réponse P_g . Cependant, la présence de ciment liée à la bentonite (B + C) affecte négativement la P_g de la mixture.

**CONCLUSION
GENERALE
ET PERSPECTIVES**

Conclusion générale

L'objectif global de cette recherche était de contribuer à la compréhension et à la caractérisation du phénomène de retrait-gonflement dans les sols argileux, en se basant sur l'étude d'argile très gonflant (Bentonite). Une campagne expérimentale a été entreprise au Laboratoire National des Hautes Études en Construction (LNHC) de Djelfa. L'objectif de cette campagne était d'évaluer l'impact de l'ajout d'agrégats de PVC provenant de déchets de tuyaux d'évacuation sur les sols gonflants, que ce soit en présence de ciment pour stabilisation ou en l'absence de ce dernier. Cette démarche vise à enrichir les connaissances actuelles sur le comportement des sols argileux, particulièrement dans le contexte des défis rencontrés par les infrastructures en Algérie.

Le polychlorure de vinyle (PVC) occupe une place prépondérante parmi les matériaux thermoplastiques les plus largement consommés à l'échelle mondiale en matière de polymères. Cette demande continue s'explique par les caractéristiques distinctives du PVC, notamment son coût abordable et ses performances élevées. Actuellement, le PVC est utilisé dans la fabrication d'une gamme étendue de produits. Toutefois, la croissance constante de la consommation de produits en PVC au fil des années a soulevé des préoccupations majeures au sein du public en ce qui concerne la gestion des déchets plastiques. Bien que le recyclage puisse représenter une solution prometteuse pour résoudre ce problème, il est important de noter que cette approche comporte des coûts significatifs et n'est pas toujours accessible à tous les pays, en particulier aux nations en développement telles que l'Algérie.

L'objectif principal de cette thèse est d'analyser l'impact des agrégats fins issus de déchets de PVC, stabilisés avec du ciment, sur le comportement physicomécanique et la stabilisation des sols argileux. Les résultats obtenus seront utilisés pour élaborer des modèles à partir d'un plan expérimental de mélanges. Pour atteindre cet objectif, divers tests ont été entrepris afin d'évaluer la résistance du sol stabilisé par le ciment, en utilisant des essais de compression simple, ainsi que des analyses des comportements de gonflement et de cisaillement. Ces investigations visent à fournir des données cruciales pour une meilleure compréhension des mécanismes impliqués dans la stabilisation des sols argileux par les agrégats de déchets de PVC et le ciment.

La première étape de notre étude se focalise sur l'identification des matériaux utilisés (Bentonite, les grains de PVC, et le ciment) et l'analyse du comportement mécanique des argiles stabilisées par l'ajout d'agrégats de PVC recyclés. Parallèlement, nous portons une attention particulière à l'impact de cette stabilisation sur le comportement mécanique global du ce sol.

Conclusion générale et perspectives

La deuxième phase du programme expérimental de cette étude consiste à comparer les résultats expérimentaux avec les estimations obtenues à l'aide du logiciel JMP 14. Parallèlement, elle implique une analyse approfondie et une interprétation des résultats provenant du modèle expérimental et des essais réalisés. De plus, cette étape comprend l'établissement d'estimations de modèles pour calculer les valeurs des paramètres Proctor, des paramètres de cisaillement, de la résistance à la compression, et de la pression de gonflement des mélanges non préparés en laboratoire. Ces estimations seront réalisées en utilisant des modèles statistiques dérivés des données expérimentales, fournissant ainsi une compréhension approfondie des caractéristiques mécaniques des mélanges étudiés.

Sur la base des résultats obtenus, plusieurs conclusions significatives peuvent être formulées :

✓ En général, l'ajout d'agrégats de PVC induit une réduction de l'ensemble des paramètres de consistance pour l'argile étudiée.

✓ La teneur en agrégats de PVC entraîne une diminution du contenu optimal en eau et de la densité sèche maximale. La densité sèche diminue en raison du poids léger des agrégats de PVC, tandis que la teneur en eau optimale diminue en raison de la faible absorption d'eau par le PVC.

✓ L'incorporation d'agrégats de PVC dans les argiles gonflantes a pour effet d'augmenter la cohésion tout en réduisant l'angle de frottement.

✓ Le mélange d'échantillons d'argile expansive avec des agrégats de PVC usés réduit la pression de gonflement, tandis que l'indice de compression augmente proportionnellement avec l'augmentation de la teneur en agrégats de PVC usés.

✓ La résistance en compression des spécimens cimentés renforcés par des agrégats a augmenté avec l'ajout de ciment. Le ciment a renforcé la durabilité et la dureté des échantillons de sol argileux.

✓ La majorité des modèles ont présenté des coefficients de corrélation relativement élevés ($R^2 \geq 0.90$) pour l'ensemble des réponses étudiées, ce qui est confirmé par les faibles valeurs de probabilité (p-valeurs < 0.0001).

✓ Les modèles élaborés peuvent être utilisés pour sélectionner les mélanges les plus économiques, permettant ainsi d'éviter la réalisation d'un grand nombre d'essais pour identifier un mélange optimal conforme aux spécifications requises.

✓ Les résultats des 15 mélanges étudiés, équilibrés statistiquement avec les trois facteurs (B, C et PVC), peuvent être efficacement exploités pour détailler les 15 compositions dans l'élaboration de modèles mathématiques décrivant l'impact des grains de PVC avec le ciment

sur les comportements des sols argileux. Les modèles établis ont permis de visualiser de manière claire l'effet de chaque constituant, individuellement et en combinaison avec d'autres, sur les caractéristiques mécaniques et le comportement des argiles. Cela a été réalisé grâce à des diagrammes ternaires avec des courbes iso-réponses, facilitant ainsi la compréhension des relations complexes entre les différentes variables.

En général, les résultats obtenus étaient tout à fait satisfaisants. Ces conclusions permettent d'affirmer que les agrégats de PVC stabilisés avec du ciment ont un bon impact sur les différentes caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile. Certaines de ces caractéristiques incluent la densité sèche maximale, la teneur optimale en eau, la cohésion, l'angle de frottement, la résistance à la compression et la pression de gonflement.

Perspectives

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse offrent différentes perspectives que l'on peut regrouper comme suit :

- ✓ Il serait souhaitable d'entreprendre des études supplémentaires et approfondies sur les méthodes de stabilisation.
- ✓ Il serait intéressant de réaliser une étude sur la résistance au cisaillement, des sols stabilisés par l'ajout de grains de PVC + ciment, en utilisant l'essai triaxial.
- ✓ Effectuer un essai à grande échelle avec les mêmes conditions que celles envisagées dans notre étude, afin d'examiner et d'analyser le comportement réel de ce type de sols, et de vérifier la fiabilité des résultats obtenus en laboratoire.
- ✓ L'exploitation des résultats obtenus pour appliquer dans différentes constructions, telles que les revêtements routiers et les fondations.
- ✓ Il serait bénéfique de prendre en considération d'autres paramètres tels que la taille des grains de PVC, la forme des grains de PVC, et l'effet de la température etc.....
- ✓ L'introduction de substitutions, telle que le remplacement du ciment par d'autres liants comme le gypse, la chaux, le sable, ou encore le remplacement des grains de PVC par des fibres de PVC,
- ✓ Il serait intéressant d'utiliser d'autres types des plans d'expériences tels que les plans factoriels, les plans hybrides, les plans fractionnaires, plan de Taguchi et les plans de mélange...etc.

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

1. Sadat-Shojai, M., G.-R.J.P.d. Bakhshandeh, and stability, *Recycling of PVC wastes*. 2011. 96(4): p. 404-415.
2. Puppala, A.J., T. Manosuthikij, and B.C.J.E.G. Chittoori, *Swell and shrinkage characterizations of unsaturated expansive clays from Texas*. 2013. 164: p. 187-194.
3. Melik, B., *Contribution théorique et expérimentale à l'étude de stabilisation des argiles gonflantes par ajout de granulats de caoutchouc des pneus usagés*. 2019.
4. Mohamed, B., *Étude expérimentale sur la stabilisation des sols gonflants de la région de Mostaganem et de Relizane*. 2011, université de Mostaganem.
5. Hasan, U., et al., *A review of the stabilisation techniques on expansive soils*. 2015. 9(7): p. 541-548.
6. Jeyapalan, J.K., G.T. Rice, and R.L. Lytton, *State-of-the-art review of expansive soil treatment methods*. 1981: Texas A & M University.
7. Soltani, A., et al., *Swelling potential of a stabilized expansive soil: a comparative experimental study*. 2017. 35: p. 1717-1744.
8. Cabalar, A.F., S.O.J.B.o.E.G. Alosman, and t. Environment, *Influence of rock powder on the behaviour of an organic soil*. 2021. 80: p. 8665-8676.
9. Kianimehr, M., et al., *Utilization of recycled concrete aggregates for light-stabilization of clay soils*. 2019. 227: p. 116792.
10. Cabalar, A.F. and S.J.A.J.o.G. Demir, *Geotechnical properties of a bentonite treated with waste glass grains*. 2022. 15(9): p. 880.
11. Disfani, M., et al., *Environmental risks of using recycled crushed glass in road applications*. 2012. 20(1): p. 170-179.
12. Valipour, M., P.T. Shourijeh, and A.J.T.g. Mohammadinia, *Application of recycled tire polymer fibers and glass fibers for clay reinforcement*. 2021. 27: p. 100474.
13. Mohammadinia, A., et al., *Effect of fly ash on properties of crushed brick and reclaimed asphalt in pavement base/subbase applications*. 2017. 321: p. 547-556.
14. Abood, T.T., et al., *Stabilisation of silty clay soil using chloride compounds*. 2007. 2(1): p. 102-110.
15. GVR, K.N.C.G.D. and P. RAJU, *EVALUATION STUDIES OF EXPANSIVE SOIL TREATED WITH ELECTROLYTES*.
16. Zumrawi, M.M., A.M. Mahjoub, and I.M.J.U.O.K.E.J. Alnour, *Effect of some chloride salts on swelling properties of expansive soil*. 2016. 6(2).
17. Phetchuay, C., et al., *Strength development in soft marine clay stabilized by fly ash and calcium carbide residue based geopolymer*. 2016. 127: p. 134-142.

Références bibliographiques

18. Cheshomi, A., A. Eshaghi, and J.J.A.C.S. Hassanpour, *Effect of lime and fly ash on swelling percentage and Atterberg limits of sulfate-bearing clay*. 2017. 135: p. 190-198.
19. Bourokba Mrabent, S.A., et al., *Effect of lime on some physical parameters of a natural expansive clay from Algeria*. 2017. 21(1): p. 108-125.
20. Elsharief, A.M. and A.A. Elhassan, *Effects of Lime on the Intrinsic Swelling and Shrinkage of Clay Soils from Sudan*. 2008.
21. Yilmaz, I. and B.J.A.c.s. Civelekoglu, *Gypsum: an additive for stabilization of swelling clay soils*. 2009. 44(1-2): p. 166-172.
22. Turkoz, M., P.J.S. Vural, and E.o.C. Materials, *The effects of cement and natural zeolite additives on problematic clay soils*. 2013. 20(4): p. 395-405.
23. Sariosseiri, F. and B.J.E.g. Muhunthan, *Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils*. 2009. 104(1-2): p. 119-125.
24. Abdelkrim, M. and K.J.T. Mohamed, *Cement stabilization of compacted expansive clay*. 2013. 3(1): p. 33-38.
25. Bekhiti, M., et al., *Influence of waste tire rubber fibers on swelling behavior, unconfined compressive strength and ductility of cement stabilized bentonite clay soil*. 2019. 208: p. 304-313.
26. Bekkouche, S.R., G.J.J.o.F. Boukhatem, and A. Sciences, *Experimental characterization of clay soils behavior stabilized by polymers*. 2016. 8(3): p. 1193-1205.
27. Azzam, W.R.J.A.C.S., *Utilization of polymer stabilization for improvement of clay microstructures*. 2014. 93: p. 94-101.
28. Cabalar, A., et al., *Effects of xanthan gum biopolymer on the permeability, odometer, unconfined compressive and triaxial shear behavior of a sand*. 2017. 54: p. 356-361.
29. Correia, N., et al., *Shear strength behavior of clayey soil reinforced with polypropylene fibers under drained and undrained conditions*. 2021. 49(5): p. 1419-1426.
30. Tomar, A., T. Sharma, and S.J.M.T.P. Singh, *Strength properties and durability of clay soil treated with mixture of nano silica and Polypropylene fiber*. 2020. 26: p. 3449-3457.
31. Komal, K., S. Bawa, and S.J.M.T.P. KantSharma, *Laboratory investigation on the effect of polypropylene and nylon fiber on silt stabilized clay*. 2022. 52: p. 1368-1376.
32. Sengul, T., et al., *Investigating the effects of stabilization carried out using fly ash and polypropylene fiber on the properties of highway clay soils*. 2023. 400: p. 132590.
33. Changizi, F., A.J.J.o.r.m. Haddad, and G. Engineering, *Strength properties of soft clay treated with mixture of nano-SiO₂ and recycled polyester fiber*. 2015. 7(4): p. 367-378.
34. Zhang, G., F. Zhang, and X.J.S.o.t.T.E. Li, *Effects of polyester microfibers on soil physical properties: Perception from a field and a pot experiment*. 2019. 670: p. 1-7.

35. Chaduvula, U., B. Viswanadham, and J.J.A.C.S. Kodikara, *A study on desiccation cracking behavior of polyester fiber-reinforced expansive clay*. 2017. 142: p. 163-172.
36. Attia, A., S. Guettala, and R.J.W.J.o.E. Zaitri, *Using mixture design method to optimizing concretes characteristics made with binary and ternary sands*. 2021. 18(2): p. 194-205.
37. Kumar, S., M.K. Singhal, and M.P.J.R.E. Sharma, *Analysis of oil mixing for improvement of biodiesel quality with the application of mixture design method*. 2023. 202: p. 809-821.
38. Hamla, W., et al., *Statistical modeling of physical and mechanical responses of roller-compacted sand concrete made with ternary sand using the experimental design method*. 2022. 345: p. 128354.
39. AlAteah, A.H., et al., *Modelling of strength characteristics of silica fume/glass ternary blended concrete using destructive and non-destructive testing methods*. 2023. 22: p. 997-1013.
40. Farooq, K., et al., *Optimization of sand-bentonite mixture for the stable engineered barriers using desirability optimization methodology: A macro-micro-evaluation*. 2023. 27(1): p. 40-52.
41. Ural, N., *The importance of clay in geotechnical engineering*. 2018: IntechOpen London, UK:.
42. BENAMOR, A., *Synthèse et Caractérisations Chimie Physique du système Montmorillonite/TPGDA Nanocomposite*.
43. Velde, B., *Composition and mineralogy of clay minerals, in Origin and mineralogy of clays: clays and the environment*. 1995, Springer. p. 8-42.
44. Eid, J., *Elaboration d'un éco-géo-matériau à base de terre crue*. 2016, Université du Havre.
45. Harrat, M. and B. Bachir, *Contribution à la mise en évidence de principes actifs de plante *Teucrium polium geyrii* provenant de la région Tamanrasset Contribution à l'amélioration du procédé de fabrication de la céramique Etude sur site: unité Maghreb céramique de Touggourt*.
46. Jaradat, K.A., et al., *Heating-freezing effects on the orientation of kaolin clay particles*. 2017. 150: p. 163-174.
47. Hibouche, A., *Sol traités aux liants: performances hydro-mécaniques et hygro-thermiques: application en BTP*. 2013, Le Havre.
48. Maghami, S. *Cation exchange and it's role on soil behaviour*. 2012; Available from: <https://www.slideshare.net/ShahramMaghami/cation-exchange-and-its-role-on-soil-behaviour>.
49. Wilson, M., L. Wilson, and M.J.G.S. Shaldybin, London, Special Publications, *The importance of illitic minerals in shale instability and in unconventional hydrocarbon reservoirs*. 2017. 454(1): p. 253-269.

50. Le Pluart, L., *Nanocomposites, epoxyde, amine, montmorillonite: rôle des interactions sur la formation, la morphologie aux différents niveaux d'échelle et les propriétés mécaniques des réseaux*. 2002, Lyon, INSA.
51. Guggenheim, S., et al., *Summary of recommendations of nomenclature committees relevant to clay mineralogy: report of the Association Internationale pour l'Etude des Argiles (AIPEA) Nomenclature Committee for 2006*. 2006. 54: p. 761-772.
52. Belchior, I.M.R.M., M.D.T. Casagrande, and J.G.J.J.o.M.i.C.E. Zornberg, *Swelling behavior evaluation of a lime-treated expansive soil through centrifuge test*. 2017. 29(12): p. 04017240.
53. Norrish, K.J.D.o.t.F.s., *The swelling of montmorillonite*. 1954. 18: p. 120-134.
54. Foster, W.R., et al., *Lattice expansion and rheological behavior relationships in water-montmorillonite systems*. 1954. 3(1): p. 296-316.
55. Fink, D. and G.J.S.S.S.o.A.J. Thomas, *X-Ray Studies of Crystalline Swelling in Montmorillonites*. 1964. 28(6): p. 747-750.
56. Zhang, Z., P.J.J.o.C. Low, and I. Science, *Relation between the heat of immersion and the initial water content of Li-, Na-, and K-montmorillonite*. 1989. 133(2): p. 461-472.
57. Anderson, R., et al., *Clay swelling—a challenge in the oilfield*. 2010. 98(3-4): p. 201-216.
58. Radwan, O. *Preventing Clay Swelling*. 2017; Available from: <https://www.slideshare.net/omaratefradwan/preventingclay-swelling>.
59. Nowamooz, H., *Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels*. 2007, Institut National Polytechnique de Lorraine-INPL.
60. professeur Encadreur, M.K.M. and M.M.L.M. Co-encadreur, *Détermination des modules de déformation d'une argile expansive reconstituée à faible énergie de compactage*.
61. Meyer, G., et al., *Impact du comportement des argiles gonflantes sur les soutènements*. 2016.
62. Przelaskowska, A., et al., *Application of the cation exchange capacity parameter (CEC) to the characterisation of the swelling capacity of lower Paleozoic, Carpathian Flysch and Miocene Carpathian Foredeep clay rocks*. 2015. 6: p. 384-389.
63. Yilmaz, I.J.E.s.s., *Relationships between liquid limit, cation exchange capacity, and swelling potentials of clayey soils*. 2004. 37(5).
64. ACHOUR, M. *Les échanges ioniques Eau Argile*.
65. Dolinar, B.J.A.c.s., *A simplified method for determining the external specific surface area of non-swelling fine-grained soils*. 2012. 64: p. 34-37.
66. Warkentin, B.P. *Shrinking and swelling properties of two Canadian clays*. in Proc. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris, 1961. 1961.

Références bibliographiques

67. Yukselen-Aksoy, Y. and A.J.P.o.t.I.o.C.E.-G.E. Kaya, *Predicting soil swelling behaviour from specific surface area*. 2010. 163(4): p. 229-238.
68. Tournassat, C., et al., *Surface properties of clay minerals*, in *Developments in clay science*. 2015, Elsevier. p. 5-31.
69. Gouy, M.J.J.P.T.A., *Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un électrolyte*. 1910. 9(1): p. 457-468.
70. Chapman, D.L.J.T.L., Edinburgh,, D.p. magazine, and j.o. science, LI. *A contribution to the theory of electrocapillarity*. 1913. 25(148): p. 475-481.
71. Puppala, A.J., et al., *Diffused double-layer swell prediction model to better characterize natural expansive clays*. 2017. 143(9): p. 04017069.
72. Forbes, E. and A. Chryss, *Fundamentals of clays: Surface and colloid science, and rheology*. 2017.
73. Helmholtz, H.v.J.A.d.P., *Studien über electrische Grenzschichten*. 1879. 243(7): p. 337-382.
74. Mastouri, W., *Caractérisation croisée de la double couche électrique se développant à l'interface solide/liquide (304L/NaCl) pour différents états de surface*. 2017, Université de Poitiers.
75. Skempton, A.J.S.p.o.s.m., *The colloidal activity of clays*. 1953. 1: p. 57-61.
76. Cerato, A.B. and A.J. Lutenegeger. *Activity, relative activity and specific surface area of fine-grained soils*. in *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2005. AA Balkema Publishers.
77. Sensitivity, *Thixotropy & Activity of clays*. 2016; Available from: <https://mindmapblog2016.wordpress.com/2016/08/23/sensitivitythixotropy-activity-of-clays/>.
78. Wasowski, J., D. Giordan, and P. Lollino. *Engineering Geology and Geological Engineering for Sustainable Use of the Earth's Resources, Urbanization and Infrastructure Protection from Geohazards*. in *Conference proceedings GeoMEast*. 2017. Springer.
79. Carter, M. and S. Bentley, *Correlations of soil properties*. *Pentech press publishers*. 1991.
80. Khan, S., J. Ivoke, and M. Nobahar, *Effect of Swell-Shrink Characteristics on Landslides in Yazoo Clay*. 2018.
81. Fauzi, R.R., et al. *Identification of Expansive Soils as Weathering Product of Volcanic Materials in Jatinangor Area, West Java, Indonesia*. in *Recent Advances in Environmental Science from the Euro-Mediterranean and Surrounding Regions: Proceedings of Euro-Mediterranean Conference for Environmental Integration (EMCEI-1), Tunisia 2017*. 2018. Springer.

Références bibliographiques

82. Komornik, A., D.J.J.o.t.S.M. David, and F. Division, *Prediction of swelling pressure of clays*. 1969. 95(1): p. 209-226.
83. Basma, A.A., et al., *Swelling-shrinkage behavior of natural expansive clays*. 1996. 11(2-4): p. 211-227.
84. Chen, F.H., *Foundations on expansive soils*. Vol. 12. 2012: Elsevier.
85. Brackley, I., *Swell pressure and free swell in compacted clay*. 1973: National Building Research Institute, Council for Scientific and Industrial
86. KOMINE, H. and N. OGATA. *Swelling characteristics of compacted bentonite*. in International conference on expansive soils. 1992.
87. CHRETIEN, M., L'UNIVERSITÉ BORDEAUX. 2010, Ecole des Ponts ParisTech.
88. Alonso, E. *Special probrem soils, General Report*. in Proc. 9th European Conf. SMFE. 1987.
89. Bengraa, L.J.M.d.m.U.O., *Contribution à l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout de sable, application aux sols d'Oran*. 2004.
90. Hachichi, A. and J.-M.J.R.f.d.g. Fleureau, *Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie*. 1999(86): p. 37-51.
91. A.HACHICHI, *Etude du comportement hydromécanique et de la stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran*. Thèse Doctorat d'état 129 p, 2006.
92. Sridharan, A., A.S. Rao, and P.V.J.G.T.J. Sivapullaiah, *Swelling pressure of clays*. 1986. 9(1): p. 24-33.
93. Holtz, W.G., *Expansive clays--properties and problems*. 1959: Commissioner's Office, Bureau of Reclamation, United States Department of
94. Gizienki, S. and J. Lee. *Comparison of laboratory swell tests to small scale field*. in International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils. 1965.
95. Seed, H.B., C.J.J.o.t.S.M. Chan, and F. Division, *Structure and strength characteristics of compacted clays*. 1959. 85(5): p. 87-128.
96. Holtz, W.G. and H.J.J.T.o.t.A.S.o.C.E. Gibbs, *Engineering properties of expansive clays*. 1956. 121(1): p. 641-663.
97. Seed, H.B., J.K. Mitchell, and C.K.J.H.R.B.B. Chan, *Studies of swell and swell pressure characteristics of compacted clays*. 1962(313).
98. Felt, E.J., *Influence of soil volume change and vegetation on highway engineering*. 1953: Portland Cement Association, Research and Development Laboratories.
99. CHINDRIS, L., et al. *Expansive soil stabilization-general considerations*. in 17TH INTERNATIONAL MULTIDISCIPLINARY SCIENTIFIC GEOCONFERENCE SGEM 2017. 2017.

100. Ikeagwuani, C.C., D.C.J.J.o.r.m. Nwonu, and g. engineering, *Emerging trends in expansive soil stabilisation: A review*. 2019. 11(2): p. 423-440.
101. Al-Homoud, A., et al., *Cyclic swelling behavior of clays*. 1995. 121(7): p. 562-565.
102. Tripathy, S., K.S. Rao, and D.J.C.g.j. Fredlund, *Water content-void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils*. 2002. 39(4): p. 938-959.
103. Subba Rao, K. and S.J.G.T.J. Tripathy, *Effect of aging on swelling and swell-shrink behavior of a compacted expansive soil*. 2003. 26(1): p. 36-46.
104. Alonso, E., et al., *Expansive bentonite–sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting*. 2005. 81(3): p. 213-226.
105. Tripathy, S., K.S.J.G. Subba Rao, and G. Engineering, *Cyclic swell–shrink behaviour of a compacted expansive soil*. 2009. 27: p. 89-103.
106. Ahmadi, H., et al., *Control of swelling of soil under canal lining by wetting and drying cycles*. 2012. 61(4): p. 527-532.
107. Estabragh, A., P. Namdar, and A.J.G.i. Javadi, *Behavior of cement-stabilized clay reinforced with nylon fiber*. 2012. 19(1): p. 85-92.
108. Thyagaraj, T. and S.J.P.o.t.I.o.C.E.-G.I. Zodinsanga, *Swell–shrink behaviour of lime precipitation treated soil*. 2014. 167(4): p. 260-273.
109. Estabragh, A., et al., *Laboratory investigation of the effect of cyclic wetting and drying on the behaviour of an expansive soil*. 2015. 55(2): p. 304-314.
110. Osipov, V., N.N. Bik, and N.J.A.c.s. Rumjantseva, *Cyclic swelling of clays*. 1987. 2(4): p. 363-374.
111. Estabragh, A., et al., *Effect of different types of wetting fluids on the behaviour of expansive soil during wetting and drying*. 2013. 53(5): p. 617-627.
112. Estabragh, A., H. Rafatjo, and A.J.G.I. Javadi, *Treatment of an expansive soil by mechanical and chemical techniques*. 2014. 21(3): p. 233-243.
113. Yazdandoust, F. and S.S.J.A.C.S. Yasrobi, *Effect of cyclic wetting and drying on swelling behavior of polymer-stabilized expansive clays*. 2010. 50(4): p. 461-468.
114. Estabragh, A., et al., *Stabilised expansive soil behaviour during wetting and drying*. 2013. 14(4): p. 418-427.
115. Tawfiq, S. and Z. Nalbantoglu. *Swell-shrink behavior of expansive clays*. in 2nd International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Nicosia, North Cyprus. 2009.
116. Estabragh, A., et al., *Effect of pore water chemistry on the behaviour of a kaolin–bentonite mixture during drying and wetting cycles*. 2020. 24(7): p. 895-914.

Références bibliographiques

117. Abdi, M. and S.J.C.M. Wild, *Sulphate expansion of lime-stabilized kaolinite: I. Physical characteristics*. 1993. 28(4): p. 555-567.
118. Kumar, A., B.S. Walia, and A.J.J.o.m.i.c.e. Bajaj, *Influence of fly ash, lime, and polyester fibers on compaction and strength properties of expansive soil*. 2007. 19(3): p. 242-248.
119. Saride, S., A.J. Puppala, and S.R.J.A.C.S. Chikyala, *Swell-shrink and strength behaviors of lime and cement stabilized expansive organic clays*. 2013. 85: p. 39-45.
120. Bell, F.J.E.g., *Lime stabilization of clay minerals and soils*. 1996. 42(4): p. 223-237.
121. Wild, S., et al., *Effects of ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength and swelling properties of lime-stabilized kaolinite in the presence of sulphates*. 1996. 31(3): p. 423-433.
122. Guney, Y., et al., *Impact of cyclic wetting–drying on swelling behavior of lime-stabilized soil*. 2007. 42(2): p. 681-688.
123. Al-Rawas, A.A., et al., *Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman*. 2005. 40(5): p. 681-687.
124. Bozbey, I. and S.J.E.E.S. Garaisayev, *Effects of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay*. 2010. 60: p. 1137-1151.
125. Ameta, N., et al., *Economics of stabilizing bentonite soil with lime-gypsum*. 2007. 12(1): p. 1-8.
126. Madrid, L.D. and W. Carrier, III, *Stabilization of phosphatic clay with lime columns*. 1988.
127. Bell, F. and R.J.B.o.t.A.o.E.G. Maud, *Dispersive soils and earth dams with some experiences from South Africa*. 1994. 31(4): p. 433-446.
128. Nalbantoğlu, Z.J.C. and B. Materials, *Effectiveness of class C fly ash as an expansive soil stabilizer*. 2004. 18(6): p. 377-381.
129. Shalabi, F.I., I.M. Asi, and H.Y.J.J.o.K.S.U.-E.S. Qasrawi, *Effect of by-product steel slag on the engineering properties of clay soils*. 2017. 29(4): p. 394-399.
130. Sabat, A.K.J.E.J.o.G.E., *Stabilization of expansive soil using waste ceramic dust*. 2012. 17(Z): p. 3915-3926.
131. Louafi, B. and R.J.è.C.d.M.A. Bahar, *Analyse de quelques mécanismes physiques de la stabilisation d'un sol gonflant par ajout de sable*. 2017: p. 11-14.
132. Wang, C., et al., *Effects of additives on PVC plastics surface and the natural flotability*. 2014. 441: p. 544-548.
133. Tsakona, M. and I.J.U.h.g.-l.s.a.c.p.d.s.d.o.U.-P. Rucevska, *Baseline report on plastic waste*. 2020.
134. Kou, S., et al., *Properties of lightweight aggregate concrete prepared with PVC granules derived from scraped PVC pipes*. 2009. 29(2): p. 621-628.

Références bibliographiques

135. Nouredine, L., *Effet des agrégats à base de déchets plastiques sur les différentes propriétés des matériaux composites mortier-polymère*. 2018.
136. Behl, A., et al., *A sustainable approach: Utilization of waste PVC in asphaltting of roads*. 2014. 54: p. 113-117.
137. Naeini, S. and S.J.E.J.o.G.E. Sadjadi, *Effect of waste polymer materials on shear strength of unsaturated clays*. 2008. 13(Bund. K): p. 1-12.
138. Osswald, T.A. and G. Menges, *Materials science of polymers for engineers*. 2012: Carl Hanser Verlag GmbH Co KG.
139. Rajendra, G.A. and P.D. Bhatu, *General Introduction and Scope of Polymers*.
140. Barra, R., et al., *Plastics and the Circular Economy: A STAP Document*. 2018.
141. Verlag, C.H., *Plastics World Market*. 2019, Kunststoffe international Munich.
142. Akovali, G., *Plastic materials: polyvinyl chloride (PVC), in Toxicity of building materials*. 2012, Elsevier. p. 23-53.
143. SAS, G. *POLYVINYL CHLORIDE (PVC)*. 2007.
144. Brown, K.A., et al., *Economic evaluation of PVC waste management*. 1998: AEA Technology.
145. Kim, S.J.W.m., *Pyrolysis kinetics of waste PVC pipe*. 2001. 21(7): p. 609-616.
146. Qiao, W., et al., *Waste polyvinylchloride derived pitch as a precursor to develop carbon fibers and activated carbon fibers*. 2007. 27(12): p. 1884-1890.
147. Slapak, M., et al., *Design of a process for steam gasification of PVC waste*. 2000. 30(2): p. 81-93.
148. Park, C.-H., H.-S. Jeon, and J.-K.J.J.o.H.m. Park, *PVC removal from mixed plastics by triboelectrostatic separation*. 2007. 144(1-2): p. 470-476.
149. Braucks, S.J.T.C.o.t.E.C., *'Green Paper: Environmental Issues of PVC*. 2000: p. 39.
150. Shah, M. and D. Rathore, *Influence of Polymers on the Swelling and Shrinkage Characteristics of Montmorillonite Clays*, in *Geo-China 2016*. 2016. p. 240-247.
151. Azzam, W.J.J.o.A.P.S., *Reduction of the shrinkage–swelling potential with polymer nanocomposite stabilization*. 2012. 123(1): p. 299-306.
152. IMERYS. *Bentonite*. Available from: <https://www.imerys.com/fr/mineraux/bentonite>.
153. Murray, H.H.J.D.i.C.S., *Bentonite applications*. 2006. 2: p. 111-130.
154. Traore, B., *Elaboration et caractérisation d'une structure composite (sable et déchets plastiques recyclés): Amélioration de la résistance par des charges en argiles*. 2018, Université Bourgogne Franche-Comté; Université Félix Houphouët-Boigny

Références bibliographiques

155. C1605-04, A. *Standard Test Methods for Chemical Analysis of Ceramic Whiteware Materials Using Wavelength Dispersive X-Ray Fluorescence Spectrometry (Withdrawn 2023)*. 2014; Available from: <https://www.astm.org/c1605-04r14.html>.
156. C1777-20, A. *Standard Test Method for Rapid Determination of the Methylene Blue Value for Fine Aggregate or Mineral Filler Using a Colorimeter*. 2020; Available from: <https://www.astm.org/c1777-20.html>.
157. Donsimoni, M., C. Hatton, and F. Giraud, *Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols argileux dans le département du Val-d'Oise, Rapport final*. 2004, BRGM/RP-52598-FR, BRGM, Service des actions régionales, Paris (France).
158. D6913-04, A. *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*. 2017; Available from: <https://www.astm.org/d6913-04.html>.
159. D7928-21e1, A. *Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis*. 2021; Available from: <https://www.astm.org/d7928-21e01.html>.
160. D4318-17e1, A. *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. 2018; Available from: <https://www.astm.org/d4318-17e01.html>.
161. D698-12, A. *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))*. 2014; Available from: <https://www.astm.org/d0698-12.html>.
162. D3080-04, A. *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. 2012; Available from: <https://www.astm.org/d3080-04.html>.
163. D2166M-16, A. *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*. 2016; Available from: https://www.astm.org/d2166_d2166m-16.html.
164. Sibille, L., *ESSAI OEDOMÉTRIQUE ET MESURE DE PERMÉABILITÉ NOTICE DU TP (IUT GCCD module MXG4)*. 2017.
165. D2435-04, A. *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*. 2011; Available from: <https://www.astm.org/d2435-04.html>.
166. D2216-19, A. *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. 2019; Available from: <https://www.astm.org/d2216-19.html>.
167. D4546-21, A. *Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils*. 2021; Available from: <https://www.astm.org/d4546-21.html>.
168. BEKHITI, M., et al., *Valorisation of Dune Sand Treated with Lime and Scrap Tyre Rubber Powder as a Road Foundation Material*. 2020. 7(3): p. 487-500.
169. Bell, F., *Engineering treatment of soils*. 1993: CRC Press.

Références bibliographiques

170. Sivapullaiah, P., A. Sridharan, and K.J.P.o.t.I.o.C.E.-G.I. Bhaskar Raju, *Role of amount and type of clay in the lime stabilization of soils*. 2000. 4(1): p. 37-45.
171. Shourijeh, P.T., et al., *Application of recycled concrete aggregates for stabilization of clay reinforced with recycled tire polymer fibers and glass fibers*. 2022. 355: p. 129172.
172. Seda, J.H., J.C. Lee, and J.A.H. Carraro, *Beneficial use of waste tire rubber for swelling potential mitigation in expansive soils, in Soil improvement*. 2007. p. 1-9.
173. Song, Z., et al., *Laboratory and field experiments on the effect of vinyl acetate polymer-reinforced soil*. 2019. 9(1): p. 208.
174. Ghasemzadeh, H., A. Mehrpajouh, and M.J.E.G. Pishvaei, *Laboratory analyses of Kaolinite stabilized by vinyl polymers with different monomer types*. 2021. 280: p. 105938.
175. Cai, Y., et al., *Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil*. 2006. 87(3-4): p. 230-240.
176. Liu, J., et al., *Effect of polyurethane on the stability of sand–clay mixtures*. 2012. 71: p. 537-544.
177. Cui, H., et al., *Effect of carbon fiber and nanosilica on shear properties of silty soil and the mechanisms*. 2018. 189: p. 286-295.
178. Özkul, Z.H., G.J.J.o.g. Baykal, and G. engineering, *Shear behavior of compacted rubber fiber-clay composite in drained and undrained loading*. 2007. 133(7): p. 767-781.
179. Akbulut, S., S. Arasan, and E.J.A.C.S. Kalkan, *Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers*. 2007. 38(1-2): p. 23-32.
180. Naeini, S.A., B. Naderinia, and E.J.K.J.o.C.E. Izadi, *Unconfined compressive strength of clayey soils stabilized with waterborne polymer*. 2012. 16: p. 943-949.
181. Atkins, M., et al., *Assessment of the performance of cement-based composite material for radioactive waste immobilization*. 1989. 176: p. 117-127.
182. Aylward, T.J., *Studies of Volume Change in Expansive Cements*. 1965.
183. Goupy, J. and L.J.E.D. Creighton, Paris, *Introduction to Experiments Plans*. 2006.
184. Goupy, J.J.C.t.e.i., *Plans d'expériences: les mélanges [Experiences plans: the mixtures]*. 2000: p. 285.
185. Arabani, M. and H.J.I.J.o.G.E. Haghsheno, *The effect of polymeric fibers on the mechanical properties of cement-stabilized clay soils in Northern Iran*. 2020. 14(5): p. 557-568.
186. Irshayyid, E.J. and M.Y. Fattah. *The performance of shear strength and volume changes of expansive soils utilizing different additives*. in IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. IOP Publishing.

187. Tang, C., et al., *Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil*. 2007. 25(3): p. 194-202.
188. Shen, Y.-s., et al., *An experimental investigation on strength characteristics of fiber-reinforced clayey soil treated with lime or cement*. 2021. 294: p. 123537.
189. Consoli, N., et al., *Effect of material properties on the behaviour of sand—cement—fibre composites*. 2004. 8(2): p. 77-90.
190. Kalkan, E.J.E.g., *Utilization of red mud as a stabilization material for the preparation of clay liners*. 2006. 87(3-4): p. 220-229.
191. Trouzine, H., M. Bekhiti, and A.J.G.I. Asroun, *Effects of scrap tyre rubber fibre on swelling behaviour of two clayey soils in Algeria*. 2012. 19(2): p. 124-132.
192. Sun, Z., et al., *Effect of synthetic water and cement solutions on the swelling pressure of compacted Gaomiaozhi (GMZ) bentonite: The Beishan site case, Gansu, China*. 2018. 244: p. 66-74.
193. Mirzababaei, M., S. Yasrobi, and A.J.P.o.t.I.o.C.E.-G.I. Al-Rawas, *Effect of polymers on swelling potential of expansive soils*. 2009. 162(3): p. 111-119.
194. Phanikumar, B.J.G. and G.A.i. journal, *Effect of lime and fly ash on swell, consolidation and shear strength characteristics of expansive clays: a comparative study*. 2009. 4(2): p. 175-181.

Annexe

Annexe

La relation entre les différentes propriétés physico-mécaniques et le nature de sol

Tableau 1 : Evaluation du potentiel de gonflement à partir de l'indice de plasticité (D'après Snethen et al, 1977)

Potentiel de gonflement	Indice de plasticité IP (%)
Bas	< 15
Moyen	15 – 35
Haut	> 35

Tableau 2 : Classification du taux de gonflement suivant la limite de liquidité (D'après Snethen et al, 1977)

Limite de liquidité WL (%)	0-20	20-35	35-50	50-70	70-90	> 90
Potentiel de gonflement (%)	Non gonflant	Faible	Moyen	Elevé	Très élevé	Extrêmement élevé

Tableau 3 : Classification du potentiel de gonflement à partir de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité (d'après Snethen et al, 1977)

WL (%)	IP	Potentiel de gonflement	Classification
< 50	< 25	< 0.5	faible
50-60	25-35	0.5-1.5	moyen
> 60	>35	> 1.5	élevé

Tableau 4 : Classification du taux de gonflement à partir de la limite de liquidité et de la limite plasticité (D'après O'neil et Poormoayed, 1980)

WL%	IP	Classification
20-49	15-24	Faible à moyen
50-70	24-46	élevé
> 70	> 46	Très élevé

Tableau 5 : Classification de la compressibilité des sols en fonction de l'indice de compression

$C_c < 0.02$	Sol incompressible	
$0.02 < C_c < 0.05$	Sol très peu compressible	Sable
$0.05 < C_c < 0.1$	Sol peu compressible	
$0.1 < C_c < 0.2$	Sol moyennement compressible	Argile raid (kaolinite)
$0.2 < C_c < 0.3$	Sol assez fortement compressible	Argile moyenne
$0.3 < C_c < 0.4$	Sol très compressible	
$C_c > 0.5$	Sol extrêmement compressible	Argile molle (montmorillonite)

Tableau 6 : Classification des sols expansifs en fonction de la pression de gonflement

Degré d'expansion	Pression de gonflement (kPa)
Faible	< 196
Moyen	196–392
Élevé	392–687
Très élevé	> 687