

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université 20 août 1955 – Skikda-

جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة

Faculté de technologie



كلية التكنولوجيا

Département de génie civil

قسم الهندسة المدنية

Ref :D012124024D

المرجع: D012124024D

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

Doctorat L.M.D en génie civil

Option : Ingénierie Parasismique Des Sols Et Structures

Comportement des sols locaux sous différentes sollicitations

Présentée par :

REDJEM Messaouda

Sous la direction du : Pr. HIDJEB Mustapha

Devant le jury composé de :

Président	MESSAST Salah	Professeur	Université de Skikda
Rapporteur	HIDJEB Mustapha	Professeur	Université de Skikda
Examineur	BENSEBTI Salaheddine	MCA	Université de Constantine
Examineur	MENDJEL Djenette	MCA	Université de Skikda

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude envers mon directeur de thèse, le Professeur Mustapha Hidjeb. Je le remercie de m'avoir encadré, aidé et conseillé. Je lui suis reconnaissant pour la confiance, et les encouragements qu'il m'a accordés tout au long de ces années dédiées à la réalisation de ce travail. Ma profonde reconnaissance lui est dédiée pour ses idées et critiques constructives, ainsi que pour ses orientations et sa disponibilité constante.

J'adresse également mes vifs remerciements au Président du Jury, le Professeur MESSAST Salah de l'Université de Skikda, qui a accepté de juger ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement tous les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et pour avoir accepté de participer à son évaluation.

N'oublions pas d'exprimer mes remerciements sincères envers les enseignants, mes camarades chercheurs, ingénieurs, et techniciens qui m'ont apporté leur aide et leur soutien.

Un merci spécial à mes parents, mon mari, mes frères, et tous les membres de ma famille surtout mes enfants Yasser et Rami. Rien de tout cela n'aurait été possible sans leur soutien inconditionnel.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouvez ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Merci à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Résumé

L'exploitation du sable des dunes pour les travaux publics, notamment dans la région nord-est de Skikda en Algérie, constitue un sujet d'intérêt important, compte tenu des riches ressources en sable de la région, dans le but d'optimiser son utilisation efficace. Ce contexte a conduit à une étude expérimentale portant sur le comportement du sable dunaire stabilisé au ciment sous charges statiques et cycliques. L'étude comprenait divers tests : compactage, rapport de roulement californien (CBR), essais au cisaillement et des essais de compression non confiné (UCS). Les essais de Proctor et CBR et des essais au cisaillement ont été réalisés sur des échantillons de sable avec des teneurs en ciment de 0, 2,4 et 6 % .Les essais de compression non confiné ont été réalisés à des vitesses de chargement de 0,05 mm/min et 0,1 mm/min et des essais de compression cyclique non confinée à déformations contrôlées ont été réalisés à une fréquence de 0,002 Hz et de 0,004Hz. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons durcis pendant 7 et 28 jours avec une teneur en ciment de 0, 2 et 4 %. La recherche vise à comprendre comment la teneur en ciment, la vitesse de chargement, le temps de durcissement, la fréquence et le nombre de cycles affectent les propriétés mécaniques du sol. Les résultats sous chargement statique ont révélé que la faible vitesse de chargement, l'augmentation de la période de durcissement et l'augmentation de la teneur en ciment augmentaient l'UCS. Cette augmentation était particulièrement évidente dans un échantillon contenant 4 % de ciment, âgé de 28 jours et chargé à 0,05 mm/min, montrant un UCS environ 29 % plus élevé qu'un échantillon similaire testé à 0,1 mm/min. Il a également été observé qu'à faible vitesse de chargement, un composite sol-ciment plus dense est obtenu, conduisant à un comportement plus dilatatant, entraînant une augmentation du module d'élasticité. Sous chargement cyclique, il a été démontré qu'avec une faible fréquence et une teneur accrue en ciment, ainsi qu'une augmentation du nombre de cycles et du temps de durcissement, la résistance et le module d'élasticité augmentent. En conclusion, les résultats suggèrent que la stabilisation du sable des dunes avec du ciment, en tenant compte des facteurs tels que les faibles vitesses de chargement, le temps de durcissement, la faible fréquence et l'augmentation des cycles, améliorent considérablement la résistance du matériau dans diverses conditions de chargement.

MOTS CLÉS : Sable, Ciment, UCS, Module d'élasticité, différentes charges.

Abstract

The exploitation of dune sand for public works, notably in Skikda northeastern region in Algeria, is a topic of significant interest, given the region's rich sand resources, with the aim of optimizing its effective utilization. This context led to an experimental study focusing on the behavior of cement-stabilized dune sand under static and cyclic loads. The study included various tests: Compaction, California Bearing Ratio (CBR), shear tests and unconfined compression tests (UCS). The normal Proctor compaction and CBR tests and shear tests were carried out on specimens of sand with cement contents of 0,2,4 and 6% . The unconfined compression tests were carried out at rates of loading 0.05mm/min and 0.1mm/min and deformations-controlled unconfined cyclic compression tests were performed at a frequency of 0.002 and 0,004Hz. This tests were conducted on samples cured for 7 and 28 days with a cement content of 0, 2, and 4%. The research aim to understand how cement content, loading rate, curing time, frequency, and the number of cycles affect the mechanical properties of the soil. Results under static loading revealed that the low rate of loading, the increase in curing period, and the increase in cement content increased the UCS. This increase was notably evident in a sample with 4% cement content, aged 28 days, and loaded at 0.05 mm/min, showing a UCS approximately 29% higher than a similar sample tested at 0.1 mm/min. It has also been observed that at low loading rate, a denser soil-cement composite is obtained, leading to a more dilatant behavior, resulting in an increase in the modulus of elasticity. Under cyclic loading have shown that with a low frequency and increased cement content, along with an increase in the number of cycles and curing time, both the strength and elastic modulus increase. Conclusively, the results suggest that stabilizing dune sand with cement, considering factors such as low loading rates, curing time, low frequency, and increased cycles, significantly enhances the material's resistance under various loading conditions.

KEYWORDS: Sand, Cement, UCS, Modulus of elasticity, different loads.

ملخص:

يشكل استغلال الكثبان الرملية في الأشغال العمومية، خاصة في المنطقة الشمالية الشرقية لولاية سكيكدة بالجزائر، موضوعاً هاماً محل اهتمام، نظراً لثروات المنطقة الرملية، و بهدف تحسين استخدامها. أدى هذا السياق إلى دراسة تجريبية ركزت على سلوك الكثبان الرملية المستقرة بالأسمنت تحت الأحمال الثابتة والدورية. تضمنت الدراسة اختبارات مختلفة: بروكتر ، ونسبة التحمل كاليفورنيا (CBR)، واختبارات القص، واختبارات الضغط غير المحصورة (UCS). تم إجراء اختبارات بروكتر و (CBR) واختبارات القص ، على عينات رمل تحتوي على أسمنت بنسبة 0.2 ، 4 و 6% ، تم إجراء اختبارات الضغط غير المحصورة بسرعات تحميل تبلغ 0.05 مم/دقيقة و 0.1 مم/دقيقة، و تم إجراء اختبارات الضغط الدوري غير المحصورة مع التشوهات المتحكم فيها على تردد 0.002 هرتز و 0.004 هرتز. أجريت هذه الاختبارات على عينات تم تصليبها لمدة 7 و 28 يوماً بمحتوى أسمنتي 0 و 2 و 4%، يهدف البحث إلى فهم كيفية تأثير محتوى الأسمنت و سرعة التحميل وزمن المعالجة والتكرار وعدد الدورات على الخواص الميكانيكية للتربة.

أظهرت النتائج تحت التحميل الثابت أن انخفاض معدل التحميل وزيادة فترة المعالجة وزيادة محتوى الأسمنت أدى إلى زيادة UCS وكانت هذه الزيادة واضحة بشكل خاص في العينة التي تحتوي على 4 % أسمنت، وعمرها 28 يوماً وتم تحميلها عند 0.05 مم/دقيقة، يُظهر UCS أعلى بنسبة 29% تقريباً من عينة مماثلة تم اختبارها عند 0.1 مم / دقيقة . ولوحظ أيضاً أنه عند سرعات التحميل المنخفضة، يتم الحصول على مركب أكثر كثافة من التربة والأسمنت، مما يؤدي إلى سلوك أكثر توسعاً، مما يؤدي إلى زيادة في معامل المرونة. في ظل التحميل الدوري، تبين أنه مع التردد المنخفض وزيادة محتوى الأسمنت، بالإضافة إلى زيادة عدد الدورات ووقت المعالجة، تزداد القوة ومعامل المرونة. في الختام، تشير النتائج إلى أن تثبيت الكثبان الرملية بالأسمنت، مع الأخذ في الاعتبار عوامل مثل سرعات التحميل المنخفضة، وزمن المعالجة، والتردد المنخفض وزيادة التدوير، يحسن بشكل كبير من قوة المادة في ظل ظروف التحميل المختلفة

الكلمات المفتاحية: الرمل ، الإسمنت، UCS، معامل المرونة، الأحمال المختلفة

Table des matières

Remerciement.....	2
Résumé.....	3
Abstract	4
ملخص	5
Liste des figures.....	14
Liste des tableaux	21
Notation et abréviation général	22
Introduction général.....	24

Chapitre I : Éléments bibliographiques sur la rhéologie et la stabilisation des sols sableux

1.1 introduction.....	27
1.2 Les sols	27
1.2.1 Texture du sol.....	28
1.2.2. Les différents types de sols.....	29
1.3 Les sables	29
1.3.1 Arrangement des particules.....	30
1.3.2 Les minéraux sableux	30
1.4 Microstructure des sables	32
1.4.1 Propriétés des sables.....	33
a) Un milieu complexe.....	33
b) Paramètres influant sur les propriétés du sable.....	34
1.4.2 Différents types de sable.....	34
1.5 Sol saturé	35

1.6 Sol non saturé	35
1.6.1 Microstructure des sols non saturés.....	35
1.7 Résistance et rupture des sols	37
1.7.1 Modes de rupture.....	37
1.7.2 Définition de la rupture du sol.....	37
1.7.3 Facteurs influant sur la résistance au cisaillement :.....	37
1.7.4 Variation de volume des sables en cisaillement.....	38
1.8 Comportement des sols hétérogènes, mélanges (sables-argile).....	39
1.8.1 Variation de volume des sols en mélanges	40
1.8.2 Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal (e_{\min} et e_{\max}) pour des mélanges (sable + argile).....	41
1.9 Stabilisation chimique des sols par le ciment.....	42
1.9.1 Introduction :	42
a- Composition des ciments :.....	43
b -Propriétés chimiques des ciments :.....	44
c- Choix du ciment pour le traitement de sol	45
d- Différent type de ciment.....	45
1.9.2 Réactions Eau-Sol-Liant.....	46
1.9.2.1 Mécanismes d'hydratation.....	46
1.9.2.2 Produits d'hydratation	49
a) Le silicate de calcium hydraté (C-S-H).....	49
b) L'hydroxyde de calcium ou portlandite (CH).....	49
1.9.3 Structure de la pâte de ciment durcie.....	48
1.9.3.1 Porosité.....	48
1.9.3.2 Eau dans la pâte de ciment durci	49

1.9.3.3 Réactions chimiques d'hydratation.....	49
1.9.4 Structuration des matériaux cimentaires.....	51
1.9.4.1 La structure interne d'un sable cimenté	51
1.9.5 Micromécanique du sable cimenté	52
1.9.6. Action du ciment et des liants hydrauliques routiers (LHR) sur les sols.....	54
1.9.7 Avantage du traitement au ciment	54
1.9.7.1 Avantages de la technique.....	54
1.9.7.2 Avantages économiques.....	54
1.9.7.3 Avantages écologiques et environnementaux	55
1.10 Autres techniques de stabilisation des sols	55
a- Méthode de compactage (mécanique).....	55
b- Méthode de substitution :.....	56
c- Stabilisation physique.....	56
1.11 Conclusion	57

Chapitre 2 : Généralités sur le comportement des sols

2.1 Introduction.....	58
2.2 Comportement mécanique des sables.....	58
2.2.1 Comportement mécanique des sables sous chargement monotone.....	58
2.2.1.1 Caractéristique d'un sable (dense et lâche)	58
2.2.2 Comportement mécanique des sables sous chargement cyclique	59
2.2.2.1 Principaux types de comportement cyclique.....	60
a) À amplitude de contrainte contrôlée.....	60
b) À une déformation contrôlée.....	61
2.3 Comportement mécanique du sol pour différents domaines des déformations.....	62

2.3.1	Domaine linéaire.....	63
2.3.2	Domaine hystérétique stabilisé ou domaine des petites déformations	63
2.3.3	Domaine «hystérétique non stabilisé» ou domaine des moyennes déformations.....	63
2.3.4	Domaine des grandes déformations	63
2.4	Comportement drainé et non drainé	64
2.4.1	Comportement drainé	64
2.4.2	Comportement non drainé.....	65
2.4.3	Relation avec la nature du sol.....	65
2.4.4	Détermination en laboratoire des caractéristiques drainées et non drainées...	65
2.5	Comportement des sols cimentés.....	66
2.5.1	Introduction.....	66
2.5.2	Modèles de comportement des sols cimentés.....	66
2.6	Influence des paramètres sur le comportement du sol sous sollicitation statique.....	67
2.6.1	L'effet de l'énergie de compactage sur la densité sèche.....	67
2.6.2	L'effet du ciment sur CBR pour différent énergie de compactage	68
2.6.3	Effet du retard de compactage sur le CBR.....	96
2.6.4	Influence du type de ciment sur la résistance en fonction du sol rencontré.....	69
2.6.5	L'effet de la granulométrie sur la résistance à la compression.....	71
2.6.6	Influence de la teneur en ciment et le temps de durcissement sur la résistance.....	71
2.6.7	Évolution de la résistance des mélanges sédimentaires au fil du temps de durcissement	75
2.6.8	Influence du dosage en ciment sur la teneur en eau.....	77

2.6.9 Influence du dosage en ciment sur la taille des pores.....	78
2.6.10 Effet du temps de cure sur la distribution des pores.....	79
2.6.11 L'influence de la surcharge sur la résistance à la compression.....	79
2.6.12 L'effet de la matière organique sur la résistance	80
2.6.13 La relation entre le module de déformation E_{50} et la résistance.....	80
2.6.14 Influence des conditions hydriques lors de la cure.....	82
2.6.15 Influence de la température sur la résistance	82
2.6.16 la relation de la déformation à la rupture et la résistance	82
2.7 Comportement mécanique du sol sus chargement cyclique	83
2.8 Comportement dilatant et contractant sous différentes sollicitation	86
a) Chargement monotone.....	86
b) Chargement Cyclique	87
2.9 Conclusion	88

Chapitre 3 : Matériaux et Méthodes

3.1 Introduction :.....	89
3.2 Matériaux :.....	89
3.2.1 Sable	89
3.2.2 Ciment utilisé :.....	91
3.3 Méthodes :.....	91
3.3.1 Essai chimique :	91
3.3.1.1 Essai Valeur au bleu de méthylène :	91
a) l'exécution de l'essai	94
3.3.2 Essai physique :	95
3.3.2.1 Teneur en eau (W)(NF P 94-05).....	87

3.3.2.2 Analyse granulométrique	94
a-l'exécution de l'essai	94
3.3.2.3 Essai équivalent sable (selon la norme NF P 18-598).....	95
a-l'exécution de l'essai	95
3.3.3 Essais Mécaniques :	96
3.3.3.1Essai Proctor	96
3.3.3.2Essai CBR: California Bearing Ratio(NF 94-078).....	97
a -l'exécution de l'essai.....	98
Essai de cisaillement rectiligne non-drainé, consolidé(NF P94 –	
077)	98
a- L'exécution de l'essai	99
3.3.3.3 Essai de compression simple non confiné (NF P94 – 077).....	98
a- L'exécution de l'essai à charge statique et cyclique	99
3.4 Conclusion	102

Chapitre 4: Résultats et Interprétations

4.1 Introduction:.....	103
4. 2Résultats des essais	103
4.2 .1Essai Proctor normal:.....	103
4.2.1 Influence du taux du ciment sur la masse volumique sèche.....	104
4.2.2 Influence du taux du ciment sur la teneur en eau.....	104
4.3Essai CBR.....	104
4.4 Essai de cisaillement	105
4.4.1 Evolution de la cohésion (C).....	106

4.4.2 Evolution de l'angle de frottement interne (ϕ).....	107
4.5 Essai de Compression non confiné(UCS).....	108
4.5.1 Influence de la teneur en ciment sur la résistance UCS	108
4.5.2 L'effet de la teneur en ciment sur le module d'élasticité (E).....	110
4.5.3 Influence de temps du cure sur la résistance à la compression non confiné	111
4.5.4 Influence de la vitesse du chargement sur la résistance UCS et le module d'élasticité E	112
4.5.5 Corrélation entre E et UCS.....	112
4.6 Essais de chargement cyclique.....	115
4.6.1 Comportement sous chargement cyclique pour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$	115
4.6.1.1 effet du nombre de cycles sur la résistance non confiné pour un taux de ciment $C=0\%$ ciment	115
4.6.1.2 Effet du nombre de cycles sur UCS lorsque $C\%=2$ et $C\%=4$ % ciment.....	119
4.6.1.3 Effet du ciment sur la résistance à la rupture (UCS_{\max}) en fonction du nombre de cycle après 7 jours.....	125
4.6.1.4 Effet du ciment sur la résistance à la rupture (UCS_{\max}) en fonction du nombre de cycle après 28 jours.....	127
4.6.2 Comportement sous chargement cyclique pour une fréquence $f=0,004\text{Hz}$	128
4.6.2.1 effet du nombre de cycles sur la résistance à la compression pour un taux de ciment $C=0\%$ ciment.....	128

4.6 .2.2 Effet du nombre de cycles sur la résistance à la compression lorsque C%=2 et C%=4 % ciment pour différentes amplitudes des déformations.....	131
4.6 .2.3 Effet du ciment sur la résistance UCS à la rupture(UCS_{max}) en fonction du nombre de cycles après 7 jours	136
4.6.2.4 Effet du ciment sur la résistance UCS à la rupture(UCS_{max}) en fonction du nombre de cycles après 28 jours.....	138
4.7 Effet du ciment sur la résistance UCS sous chargement cyclique du sol après 7 et 28 jours d'âge	139
4.8 L'effet du ciment sur le module d'élasticité.....	141
• Pour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$	141
• Pour une fréquence $f=0,004\text{Hz}$	142
4.9 Effet du taux de ciment sur le nombre de cycles à la rupture	144
4.10 Effet du nombre de cycles sur le module d'élasticité.....	146
4.11 Conclusion.....	149
Conclusion et perspectives	151
Reference bibliographique	154

Liste des figures

Chapitre I : Éléments bibliographiques sur la rhéologie et la stabilisation des sols sableux

Figure 1.1 Elément constitutifs d'un sol.....	28
Figure 1.2 Triangle des textures minérales cité par Gobat et al.,1998.....	28
Figure 1.3 Les différents types de sols.....	29
Figure 1.4 : Structure de sable.....	30
Figure 1.5 : Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle E M., 1991.).....	32
Figure 1.6 Les milieux granulaires peuvent se comporter comme un solide, un liquide ou un gaz selon le mode de sollicitation (Stéphane Daoudy 2007.....	33
Figure 1.7 Variation de volume des sols pulvérulents au cours du cisaillement.....	38
Figure 1.8. Explication typique du mécanisme d'augmentation de la résistance des sols traités au ciment.cité par :Nakarai, K., & Yoshida, T. (2015)	46
Figure 1-9 Processus de l'hydratation du ciment: a) mécanismes Kitazume, M., & Terashi, M. (2013),.b) produits d'hydratation.cité par Helson, O. (2017).....	47
Figure 1-10 : Dégagement de chaleur lors de l'hydratation du ciment en fonction du temps Neville A. M.,2000).cité par bouasker 2007.....	48
Figure 1.11 Eléments constitutifs d'une pâte de ciment(a) portlandite (CH) et tobermorite (CSH) (b) portlandite (CH) et ettringite (Ett)Lucile et al(2012).....	49
Figure 1.12 Réactions chimiques entre les liants et le sol (Ahnberg et Johanson,2005).....	50
Figure 1.13 Deux cas extrêmes de structure interne pour un sol cimenté (Abdulla et Kioussis, 1997).....	51
Figure 1.14 Micrographie MEB de l'échantillon RT * cimenté avec (a) de la calcite; b) Le ciment Portland (Marri ,2010).....	53
Figure 1.15 : Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée.....	56

Chapitre 2 : Généralités sur le comportement des sols

Figure 2.1 Différents phénomènes cycliques observables dans les sables à contrainte imposée (Yahiaou, 2008).....	59
Figure.2.2 : Essai cyclique à déformation imposée (Yahiaoui,2008).....	61
Figure 2.3 : Courbe de chargement cyclique (contrainte-déformation) (Hardin et Drnevich,1972).....	61
Figure 2.4: Variation du poids volumique sec maximal avec la teneur en ciment pour toutes les énergies de compactage (Nwaiwuet al. 2022).....	62
Figure 2.5: Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique vers déformation axiale (Fukushima et Tatsuoka, 1984).....	64
Figure 2.6 : Variation du poids volumique sec maximal avec la teneur en ciment pour toutes les énergies de compactage (Nwaiwuet al. 2022).....	68
Figure 2.7 Variation du CBR avec la teneur en ciment pour toutes les énergies de compactage. (Nwaiwuet al. 2022).....	68
Figure2.8: Effet du retard de compactage sur le CBR des graviers latéritiques stabilisés au ciment à Effort de compactage BSL (Nwaiwuet al. 2022).....	69
Figure2.9 Influence du type de ciment sur la résistance en fonction du sol rencontré (Kawasaki et al. 1981).....	70
Figure 2.10 Effet du temps de durcissement sur la résistance à la compression non confinée(Uddin et al. 1997).....	72
Figure 2.11 : Effet du ciment et périodes de durcissement sur l'UCS : (a) sans fibres de pneumatique ; (b) avec 1 % de fibres de pneu (Bazazorde, 2018).....	74
Figure 2.12 Comparaison de la résistance à 3 mois RC_{90} et de la résistance à 20 ans (Ikegami et al. 2005).....	75
Figure 2.13 : Relation entre UCS_d and UCS_{28} (Chompoorat et al. 2021).....	76
Figure 2.14 :Développement de la résistance avec le temps d'un sol sédimentaire stabilisé par du ciment (Chompoorat et al. (2019).....	77
Figure 2.15 :Evolution avec le temps d'un sol sédimentaire stabilisé par du ciment(Chompoorat et al. 2019).....	77

Figure 2.16 : Influence du dosage en ciment sur la teneur en eau du matériau après 7 et 28 jours de cure (Chew et al. 2004).....	78
Figure 2.17 : Influence du dosage en ciment sur la taille des pores (Chew et al. 2004)	84
Figure 2.18 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps pour différents surcharges et avec une dose de 300 kg/m ³ (Peteris et al.2014)	80
Figure 2.19 : Relation entre E ₅₀ et UCS.....	81
Figure 2.20 : Relation déformation à la rupture – résistance sur des matériaux sableux (Jegandan et al. 2010).....	83
Figure 2.21 : Boucle d'hystérésis du test DSS cyclique sur l'échantillon CDSS07 à différents nombres de cycles. (a) Au 10 ^{ème} cycle, (b) au 20 ^{ème} cycle, (c) au 100 ^{ème} Cycle, et d au 1 000 ^{ème} cycle(Thayet al. 2013).....	85
Figure 2.22 : Valeurs du rapport de contrainte cyclique obtenues dans chaque cycle de chargement pour différents spécimens de sable(Sukkarak et al. 2021).....	86

Chapitre 3 : Matériaux et Méthodes

Figure 3.1 : Le sable utilisé.....	89
Figure 3.2. Courbe granulométrique	90
Figure 3.3 : Modèles DRX du sable des dunes	91
Figure 3.4 : Le ciment utilisé.....	91
Figure 3.5: Essai au bleu de méthylène à la tâche.....	93
Figure 3.6: appareillage de l'essai bleu de méthylène (Laboratoire de LNHC).....	93
Figure 3.7 : sérié des tamis.....	94
Figure 3.8 : Procédés d'essai de l'équivalent de sable.....	96
Figure 3.9 : Essai proctor.....	97
Figure 3.10: dispositif utilisé pour le poinçonnement des éprouvettes.....	98
Figure 3.11 : les boîtes de cisaillement.....	99
Figure 3.12: la presse de compression.....	100
Figure 3.13: les éprouvettes de l'écrasement.....	100

Chapitre 4: Résultats et Interprétations

Figure 4.1 : Courbes Proctor- avec différent taux du ciment.....	104
Figure 4.2 :Variation des Indice CBR en fonction du taux du ciment	105
Figure 4.3 :Courbes enveloppes de Mohr-Coulomb, pour les différentes teneurs en ciment.....	106
Figure 4.4 : Évolution de la cohésion pour du sol pour différent taux du ciment...107	107
Figure 4.5 : Évolution de l'angle de frottement du sol pour différent tau ciment....108	108
Figure 4.6 :Résistance à la compression non confinée versus déformation axiale pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) : (a) vitesse de chargement = 0,05 mm/min 7 jours ; (b) taux de charge = 0,05 mm/min 28 jours	109
Figure 4.7 :Résistance à la compression non confinée versus déformation axiale pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) : (a) vitesse de chargement = 0,1 mm/min 7 jours ; (b) taux de charge = 0,1 mm/min 28 jours	109
Figure4.8 :Evolution du module d'élasticité en fonction de la teneur en ciment.....	110
Figure 4.9 :Influence de temps de la cure sur la résistance à la compression.....	112
Figure 4.10 : Variation de l'UCSen fonction de la vitesse de chargement.....	113
Figure 4.11 :Variation de E en fonction de la vitesse chargement.....	113
Figure 4.12 : Corrélation entre E et UCS.....	114
Pour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$	
Figure 4.13 :Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17%après 7 jours d'âge.....	116
Figure 4.14 :Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5% après7 jours d'âge.....	117
Figure 4.15 :Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17% . après 28 jours d'âge.....	117

Figure 4.16: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0, 5% après 28 jours d'âge.....	118
Figure 4.17: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1%après7jours d'âge.....	118
Figure 4.18: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1% après28jours d'âge.....	119
Figure4.19: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17%2% du ciment après 7jours d'âge.....	119
Figure 4.20: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5 %2%du ciment après 7jours d'âge.....	120
Figure 4.21: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1 % ,2%du ciment après 7 jours d'âge.....	120
Figure 4.22: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17 % ,4%du ciment après 7jours d'âge.....	121
Figure 4.23: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5 % ,4%du ciment après 7jours d'âge.....	121
Figure 4.24: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1 % ,4%du ciment après 7 jours d'âge.....	122
Figure 4.25: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17% ,2% du ciment après 28jours d'âge.....	122
Figure 4.26: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5 %2%du ciment après 28jours d'âge.....	123
Figure 4.27: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1 % ,2%du ciment après 28 jours d'âge.....	123
Figure 4.28: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17 % ,4%du ciment après 28 jours d'âge.....	124
Figure 4.29: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5 % ,4%du ciment après 28 jours d'âge.....	124
Figure 4.30: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1 % ,4%du ciment après 28 jours d'âge.....	125
Figure 4.31 : Résistance à la compression non confinée en fonction du nombre de cycle pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) après 7 jours	126

Figure 4.32 : Résistance à la compression non confinée en fonction du nombre de cycle pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) après 28 jours d'âge128

Pour une fréquence $f=0,004\text{Hz}$

Figure4.33:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17%après 7 jours d'âge.....129

Figure 4.34 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5% après7 jours d'âge.....129

Figure4.35:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17% après 28 jours d'âge.....130

Figure 4.36:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0, 5% après 28 jours d'âge.....130

Figure 4.37:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1%après7jours d'âge.....130

Figure 4.38:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1% après28jours d'âge.....131

Figure 4.39:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17%2% du ciment après 7jours d'âge.....131

Figure 4.40:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17% ,2% du ciment après 28jours d'âge.....132

Figure 4.41:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17 % ,4%du ciment après 7jours d'âge.....132

Figure 4.42: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,17 % ,4%du ciment après 28 jours d'âge.....133

Figure 4.43: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5 %2%du ciment après 7jours d'âge.....133

Figure 4.44:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5 %2%du ciment après 28jours d'âge.....133

Figure 4.45: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5 % ,4%du ciment après 7jours d'âge.....134

Figure 4.46: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 0,5 % ,4%du ciment après 28 jours d'âge.....134

Figure 4.47:Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1 % ,2%du ciment après 7 jours d'âge.....134

Figure 4.48: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1 % ,2%du ciment après 28 jours d'âge.....	135
Figure 4.49 Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1 % ,4%du ciment après 7 jours d'âge.....	135
Figure 4.50 Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée 1 % ,4%du ciment après 28 jours d'âge.....	135
Figure 4.51 Résistance à la compression non confinée en fonction du nombre de cycle pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) après 7 jours d'âge.	137
Figure 4.52 Résistance à la compression non confinée en fonction du nombre de cycle pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) après 28 jours d'âge	138
Figure 4.53: Effet de la teneur en ciment sur la résistance non confinée sous chargement cyclique après 7 et 28 jours à une fréquence de $f=0,002\text{Hz}$	140
Figure 4.54 Effet de la teneur en ciment sur la résistance non confinée sous chargement cycliqueaprès 7 et 28 jours à une fréquence de $f=0,004\text{Hz}$	140
Figure 4.55: L'effet du ciment (C)sur le module d'élasticité (E) à une vitesse de chargement $f=0,002\text{Hz}$	143
Figure 4.56: L'effet du ciment (C)sur le module d'élasticité (E) à une vitesse de chargement $f=0,004\text{Hz}$	143
Figure 4.57: L'effet du ciment sur le nombre de cycle à la pour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$	144
Figure 4.58 : L'effet du ciment sur le nombre de cycle à la rupture, pour une fréquence $f=0,004\text{Hz}$	144
Figure4.59 Effet du nombre de cycle sur le module d'élasticitépour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$,.....	145
Figure 4.60: Effet du nombre de cycle sur le module d'élasticité $f=0,004\text{Hz}$	146

Liste des tableaux

Chapitre 1 :Éléments bibliographiques sur la rhéologie et la stabilisation des sols sableux

Tableau 1.1: Caractéristiques physiques générales des sable.....34

Tableau 1.2 : Classes granulaires du sable:34

Chapitre 3 : Matériaux et Méthodes

Tableau3. 1 :Les caractéristiques du sable de dune utilisé.....90

Tableau 3.2 :Les caractéristiques du cimentutilisé.....91

Tableau 3.3Sommaire d’essais statiques.....100

Tableau 3.4 : Sommaire des essaisde chargement cyclique.....101

..

Chapitre 4: Résultats et Interprétations

Tableau 4.1 : Valeurs de la cohésion de sol non-traité et traité (τ) en fonction de la teneur en ciment.....106

Tableau 4.2 : Valeurs de l’angle de frottement interne de sol non-traité et traité (τ) en fonction de la teneur en GGBS pour les différents âges.....107

Tableau 4.3: Résultats d’essais sous un chargementstatique.....114

Tableau 4.4: Résultatsdes testscycliques répétés non confiné pour une fréquence de changement ($V= 0.002\text{Hz}$).....147

Tableau 4.5: Résultats des testscycliques répétés non confiné), pour une fréquence de changement ($V= 0.004\text{Hz}$).....148

Notations et abréviations

Cu : Coefficient d'uniformité

Cc : Coefficient de courbure

D10 : diamètre des particules des grains correspond à 10% de passant

D 30 : diamètre des particules des grains correspond à 30% de passant

D60 : diamètre des particules des grains correspond à 60% de passant

SM : (Sol Moyennement Cohérent)

VBS : valeur bleu de méthylène

ES : Equivalent de sable

CBR :California Bearing Ratio

Mh : masse du sol humide.

Ms : masse du sol sec.

Wopn :Teneur en eau optimale

$\rho_{d(max)}$:Densité sèche maximale

Kg : Kilogramme (Unité de poids)

Mm : Millimètre (Unité de longueur)

μm :Micromètre (Unité de longueur)

°C :Température

C-S-H :Silicate de calcium hydraté

CH : L'hydroxyde de calcium ou portlandite

Cao : oxyde de calcium

H₂O :monoxyde de dihydrogène

AL₂O₃ :Oxyde de d'aluminium

SiO₂ :Oxyde de silice

Fe₂O₃ :Oxyde de fer

UCS :Résistance à la compression simple non confinée

MEB Microscope électronique à balayage

C : Cohésion.

ØAngle de frottement interne

γ : Poids volumique du sol

τ : Contrainte de cisaillement

e : Indice des vides à l'état naturel

e_{\min} : Indice des vides minimal

e_{\max} : Indice des vides maximal

ID : La densité relative

Δh : Déplacement horizontal

UU : Cisaillement direct non consolidé-non drainé

ε_1 : Déformation axiale.

σ_1 : Contrainte majeure minimum.

E : module d'élasticité

BSH , WAS,BSL : Energie de compactage

Introduction générale

Dans un contexte mondial où la préservation et l'utilisation efficaces des ressources naturelles sont cruciales pour le développement durable, il devient essentiel d'adopter une approche équilibrée et réfléchie en matière de gestion des ressources. Parmi les ressources disponibles et souvent sous-estimées, les sols locaux se distinguent par leur potentiel significatif pour les travaux publics et les projets d'infrastructure, grâce à leurs nombreux avantages.

En effet l'exploitation judicieuse des sols locaux permet de réduire les coûts de transport et de favoriser une économie circulaire en utilisant des matériaux disponibles localement. Toutefois, il est essentiel d'évaluer rigoureusement les implications environnementales et économiques associées à leur extraction et à leur utilisation.

Une compréhension approfondie des propriétés et du comportement mécanique des sols locaux est essentielle pour optimiser leur utilisation dans diverses applications, notamment la construction de routes et les fondations de sols. Dans cette optique, l'évaluation géotechnique du sable de dune local dans la région de Skikda revêt une importance capitale, nécessitant une série d'études pour déterminer ses caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques.

En somme l'exploitation du gisement de sable de dune dans la région nord-est de Skikda représente une opportunité stratégique face à la diminution des ressources en matériaux disponibles et aux coûts associés à l'utilisation de matériaux importés dans les projets géotechniques, ainsi qu'aux défis liés à l'utilisation de sols locaux présentant des propriétés géotechniques insuffisantes.

A cet égard, la stabilisation du sable de dune local avec du ciment est essentiellement utilisée pour renforcer sa résistance, assurant ainsi sa stabilité et son support adéquat aux charges, notamment lors de travaux publics. Dans ce domaine, divers éléments tels que la microstructure, la densité et les contraintes jouent un rôle crucial dans la modulation de la compressibilité, de la déformation et des capacités de résistance du sol face à des charges statiques et cycliques. Il est également crucial de comprendre l'impact des charges cycliques sur le comportement du sable, afin de garantir sa durabilité et de minimiser les risques d'endommagement.

Dans ce contexte l'objectif principal de cette étude est d'évaluer le comportement mécanique du sable de dune local stabilisé au ciment sous différentes sollicitations statique et cyclique, en vue d'optimiser son utilisation dans des projets de construction routière et les fondations de sol. La recherche vise à comprendre comment la stabilisation au ciment influence les propriétés mécaniques du sable afin d'améliorer ses performances pour une utilisation plus étendue dans des projets en génie civil.

La thèse est structurée en quatre chapitres :

Le premier chapitre de cette étude propose une revue bibliographique sur la rhéologie des sables et la stabilisation des sols par le ciment. Une analyse de l'arrangement des particules des sables est présentée, mettant en évidence leurs caractéristiques spécifiques. Les techniques de stabilisation, qu'elles soient mécaniques, physiques ou chimiques, sont examinées, soulignant l'importance cruciale des réactions eau-sol-liant et des produits d'hydratation. En somme, ce chapitre offre une synthèse exhaustive des connaissances actuelles, établissant ainsi un socle solide pour appréhender les propriétés complexes des sables et leur manipulation dans le cadre de la stabilisation des sols par le ciment.

Le deuxième chapitre offre une analyse approfondie du comportement mécanique des sols, en se concentrant sur les sables soumis à des sollicitations monotones et cycliques. Il examine également les réactions des sols dans différents domaines de déformation, mettant en évidence les distinctions entre les comportements drainé et non drainé.

De plus, il explore le comportement spécifique des sols cimentés et analyse l'impact de divers paramètres sur leur comportement, synthétisant les conclusions des recherches antérieures sur ces aspects.

Le troisième chapitre aborde une étude de laboratoire sur le comportement mécanique du sable de dune de la région de Skikda, en Algérie, face à des charges statiques et cycliques. L'objectif de ce chapitre est de détailler les matériaux utilisés pour cette étude et de décrire la méthodologie expérimentale adoptée. Ce chapitre procède, d'une part, à des séries d'essais expérimentaux chimiques, physiques et mécaniques, et d'autre part, à la présentation des différents modes de préparation des éprouvettes ainsi qu'à leur formulation.

Dans le quatrième chapitre, les résultats des essais de compression sous chargement statique et cyclique sont présentés, discutés, et interprétés. L'objectif est de comprendre l'influence du ciment, du temps de cure, de la vitesse de chargement, de la fréquence, du nombre de cycles et de l'effet cyclique sur le comportement mécanique du sable de dune. Les résultats expérimentaux sont ensuite résumés de manière exhaustive.

CHAPITRE I

Éléments bibliographiques sur la rhéologie et la stabilisation des sols sableux

1.1 Introduction

Les sols sableux, qui revêtent une importance cruciale dans le domaine de la construction et des infrastructures, présentent des caractéristiques et des propriétés distinctes qui influent sur leur comportement.

Dans ce chapitre, on exposera d'abord une synthèse bibliographique sur les sables, examinant l'arrangement des particules des sables, leurs caractéristiques, ainsi que la microstructure, y compris les propriétés spécifiques et les facteurs qui influent sur ces propriétés. On explorera la résistance et la rupture des sols, ainsi que des facteurs influant sur la résistance au cisaillement, notamment la variation de volume des sables en cisaillement. Ces éléments fourniront un contexte essentiel pour comprendre la stabilité des sols, en particulier dans le cadre de la stabilisation par le ciment. En outre, on analysera le rôle du ciment dans cette dynamique, mettant en avant ses avantages potentiels dans les domaines techniques, économiques, écologiques et environnementaux, particulièrement dans les travaux routiers. Enfin, une dernière partie sera consacrée à d'autres techniques de stabilisation, offrant ainsi une perspective exhaustive sur la gestion et l'amélioration des sols.

1.2 Les sols

Le sol est un milieu vivant, est la formation naturelle de surface, à structure meuble et d'épaisseur variable, résultant de la transformation de la roche mère sous-jacente sous l'influence de divers processus, physiques, chimiques et biologiques, au contact de l'atmosphère et des êtres vivants.

Il est constitué de trois phases distinctes :

- Phase solide : éléments minéraux et organiques, Phase liquide : eau dans le sol, Phase gazeuse : air dans le sol.

Un sol peut contenir des fragments de roche, des particules d'argile et des matières organiques. Les vides entre ces différents éléments, généralement appelés pores ou interstices sont remplis d'eau et d'air

- si les vides ne contiennent pas d'eau, le sol est sec
- si tous les vides sont remplis d'eau, le sol est saturé (sol sous la nappe),
- si les vides sont remplis d'eau et d'air le sol est non saturé.

Le sol doit faire l'objet d'une étude approfondie sur les différents points ci-dessous :

- la sensibilité à l'eau, - la nature, - la granulométrie, - l'organisation de la fraction granulaire.

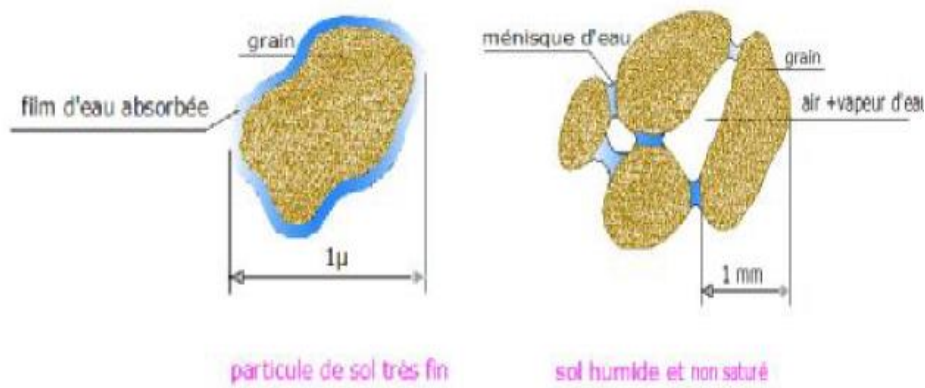


Figure 1.1: Elément constitutifs d'un sol (FdhilaG, 2011) .

1.2.1 Texture du sol

L'agencement des fractions solides, liquides et gazeuses dans un sol exerce un contrôle essentiel sur les fonctions de transfert telles que l'eau, les solutés et les gaz, ainsi que sur les propriétés mécaniques du sol, notamment la stabilité structurale et la résistance à la compaction. Le concept de texture du sol, selon Le Roux (1972), se réfère à la répartition des différentes tailles de particules d'un sol, tandis que la notion de microstructure correspond à l'arrangement mutuel des particules minérales constituant le sol, similaire à la géologie. La texture d'un sol est définie par les proportions relatives des constituants triés en fonction de leur taille (Figure 1.2).

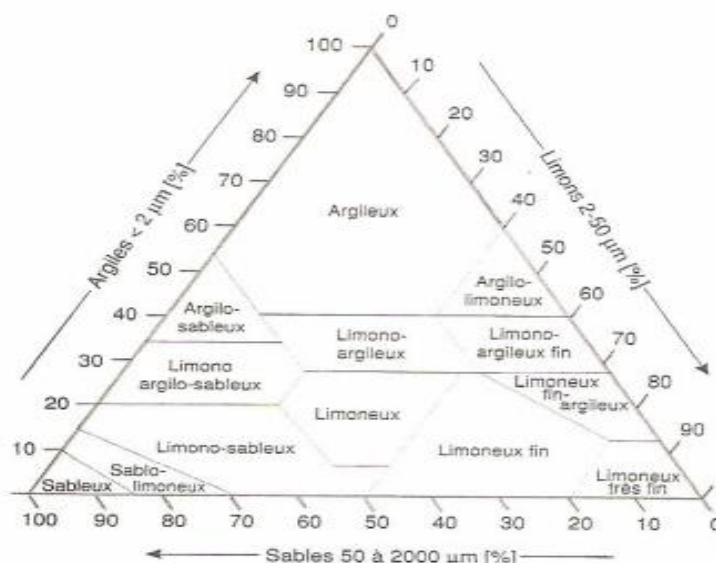


Figure 1.2 : Triangle des textures minérales (Gobat et al., 1998)

Les particules du sols maintenues ensemble par des forces physiques et chimiques forment des agrégats (Pierzinsky et al., 2005). L'absence ou la présence ainsi que la forme de ces agrégats définissent le type de structure (Gobat et al., 1998)

La structure est un état du sol qui varie avec le temps selon la texture mais aussi selon le taux d'humidité, l'état des colloïdes et la présence de matière organique,...

1.2.2. Les différents types de sols

En matière de sols, on distingue deux grandes familles qui diffèrent par leurs comportements mécaniques :- le sol grenu, ou pulvérulent, issu de la désagrégation des roches ; le diamètre des grains, de forme arrondie, est généralement supérieur à 20 μ m

- le sol fin, ou cohérent, issu de l'altération des roches ; les particules, de forme aplatie (feuilles ou paillettes) ont une taille généralement inférieure à 20 μ m.

Une classification plus fine, en fonction de la dimension des grains constitutifs du sol, conduit au schéma suivant :

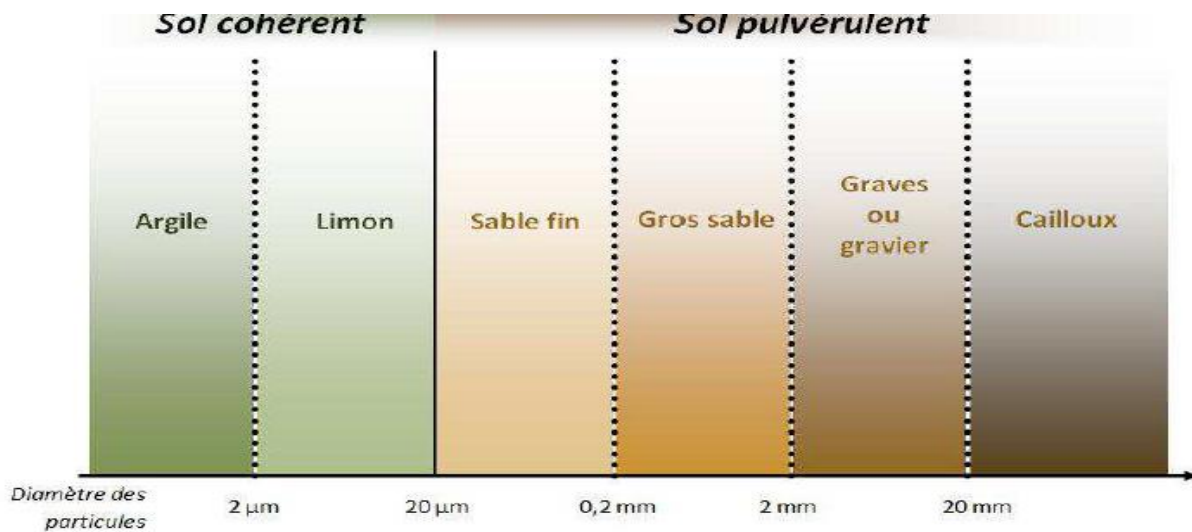


Figure 1.3 Les différents types de sols (Robitaille et Tremblay, 1997).

1.3 Les sables

Le sable, est un matériau granulaire constitué de petits éléments (provenant de la désagrégation d'autres roches) dont la dimension est comprise entre 0,063 et 2 mm selon la définition des matériaux granulaires en géologie.

Les sables et les graviers sont des agrégats sans cohésion formés de fragments de roches ou des minéraux plus ou moins altérés qui peuvent être ronds-anguleux ou semi-anguleux.

1.3.1 Arrangement des particules

La structure des sols pulvérulents, en particulier les sables se forme en dépôt sous l'effet de deux facteurs, l'air et l'eau. L'arrangement géométrique des particules donne une large gamme de l'indice des vides, la figure présente deux états différents d'une structure de sable.

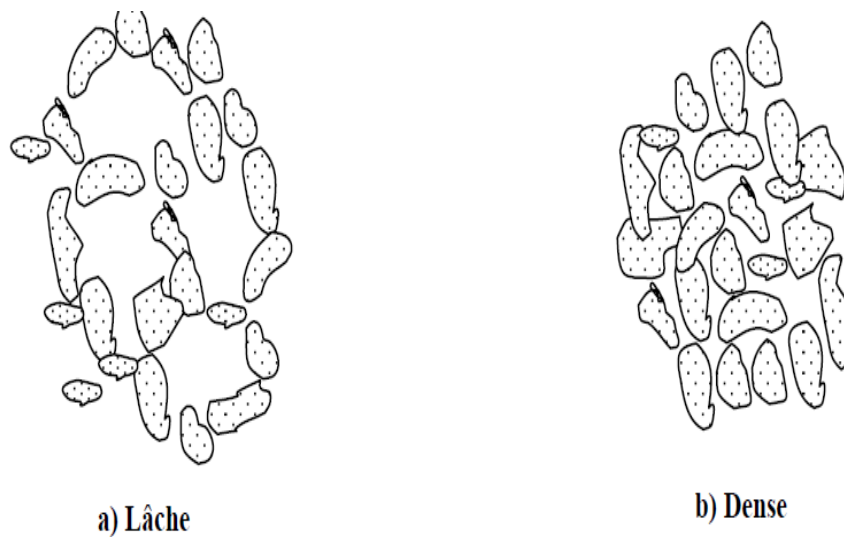


Figure 1.4 : Structure de sable (Noui, 2012).

L'indice des vides maximum (e_{\max}) présente l'état le plus lâche d'un sol, par contre l'indice des vides minimum (e_{\min}) présente l'état le plus dense.

Au sujet de la structure des sols granulaires il est à noter que l'indice de densité relative n'est pas suffisant pour caractériser les propriétés géotechniques d'un sol. Il peut arriver que deux sables aient des indices des vides semblables, mais qu'ils aient un comportement sous sollicitation tout à fait différent (Holtz et Covacs, 1991).

1.3.2 Les minéraux sableux

Le sable est souvent le produit de la décomposition du granite du fait de l'érosion. Ainsi, le plus fréquent de ses composants est le quartz, constituant le moins altérable du granite, ainsi que des micas et feldspaths.

Un sable issu d'une roche volcanique est plutôt noir, tandis qu'un sable marin s'enrichit de débris de coquillages ; ainsi, le sable peut avoir plusieurs couleurs en fonction de sa nature.

- Le quartz, est une espèce minérale du groupe des silicates, sous-groupe des tectosilicates composé de dioxyde de silicium de formule SiO_2 (silice), avec des traces de (Al, Li, B, Fe, Mg, Ca, Ti, Rb, Na et OH). Il se présente soit sous la forme de grands cristaux incolores, colorés ou fumés, soit sous la forme de cristaux microscopiques d'aspect translucide.

Constituant 12 % (en masse) de la lithosphère, le quartz est un composant important du granite, dont il remplit les espaces résiduels, et des roches métamorphiques granitiques (gneiss, quartzite) et sédimentaires (sable, grès)

Le mica est le nom d'une famille de minéraux du groupe des silicates, sous-groupe des phyllosilicates formé principalement de silicate d'aluminium et de potassium. Avec le quartz et le feldspath, il est l'un des constituants du granite. Il est caractérisé par sa structure feuilletée (phyllosilicates), son éclat métallique et sa grande résistance à la chaleur. Les propriétés des micas, leur transparence, leur hétérogénéité, leurs propriétés d'isolant thermique, font qu'on les retrouve dans de nombreuses utilisations. Les micas sont classés en deux séries :

- Les micas blancs dioctaédriques $\text{XY}_{3+2}[\text{AlSi}_3\text{O}_{10}(\text{OH},\text{F})_2]_{7-}$ sont des silicates riches en aluminium et en potassium. Le mica blanc le plus fréquent est la muscovite $\text{K}_+\text{Al}_{3+2}[\text{AlSi}_3\text{O}_{10}(\text{OH},\text{F})_2]_{7-}$;

- Les micas noirs trioctaédriques $\text{XY}_{2+3}[\text{Al}_{1+x}\text{Si}_{3-x}\text{O}_{10}(\text{OH})_2]_{7-}$ sont des silicates contenant surtout du magnésium avec du potassium et du fer. De couleur brun à noir, les micas noirs font partie des principaux composants des granites, des gneiss et des micaschistes. Leur altération les transforme en chlorites. Le mica noir le plus fréquent est la biotite $\text{K}_+(\text{Mg},\text{Fe},\text{Ti})_{2+3}[\text{Al}_{1+x}\text{Si}_{3-x}\text{O}_{10}(\text{OH})_2]_{7-}$.

- Le feldspath, est un minéral à base de silicate double d'aluminium, de potassium, de sodium ou de calcium. Les feldspaths sont de la famille des tectosilicates. Il existe de nombreux feldspaths, dont les principaux sont l'orthoclase (potassique), l'albite (sodique) et l'anorthite (calcique). Le mélange de ces deux derniers donne la série des plagioclases.

Il est à distinguer les feldspaths alcalins, souvent translucides, blanchâtres ou roses et riches en alcalins (Na^+ , K^+), des plagioclases qui diffèrent des précédents par la présence de calcium (Ca^{2+}) et l'absence de potassium (K^+). Les feldspaths forment le plus important groupe de minéraux de la croûte terrestre. Ils sont hautement cristallisés et ont la propriété de former des macles et de rayer le verre.

1.4 Microstructure des sables

La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux. Le sol granulaire ne possède pas de couche d'eau adsorbée sur la surface des grains qui induit une faible liaison entre les grains. Il est généralement tridimensionnels et non pas du type feuillet ;

L'absence d'eau dans les sols granulaires engendre un réarrangement des grains plutôt tridimensionnels avec de faibles liaisons entre les grains et où seules les forces de frottement prédominent.

Dans le cas d'un sol non saturé, la succion peut fournir une certaine cohésion et donc un renforcement des liaisons entre les grains. les interactions entre les grains sont principalement dues aux forces de contact. les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres conduisant à divers arrangements dont les plus représentatifs sont schématisés sur la figure 1.5 (d'après Davalle, 1991).

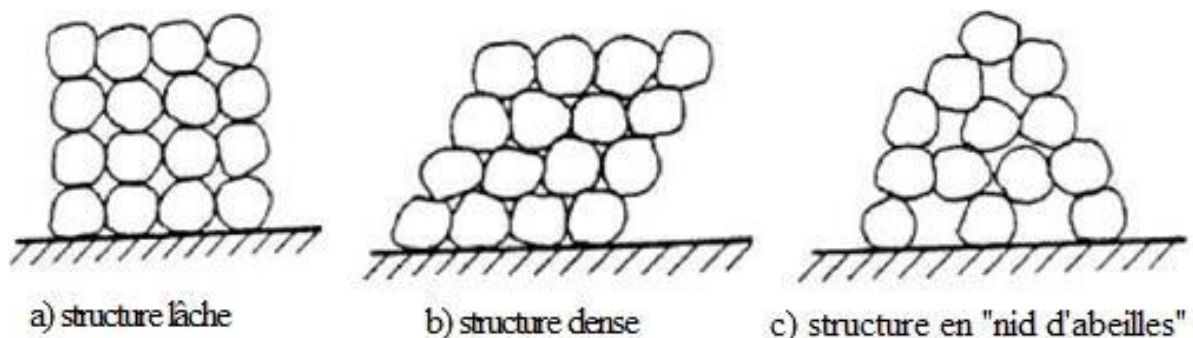


Figure 1.5 : Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991).

Donc la structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations d'un sol non cohérent peuvent s'expliquer par trois mécanismes (Davallo, 1991), liés à la mobilité plus ou moins importante des grains:

- Réarrangement et compressibilité instantanée des grains;
- Glissement et rotation des grains;
- Rupture et écrasement des grains.

1.4.1 Propriétés des sables

Les sables sont identifiés grâce à la granulométrie (la grosseur des grains). Le sable se caractérise par sa capacité à s'écouler. Plus les grains sont ronds, plus le sable s'écoule facilement.

a) Un milieu complexe

Le comportement du sable est complexe en raison de la grande quantité de particules qui le composent et de leurs complexes d'interactions. Ainsi, selon la sollicitation, le sable peut agir comme un solide sans mouvement des grains malgré les contraintes de cisaillement, comme un liquide lorsqu'il coule dans un sablier, ou encore comme un gaz lorsqu'il est secoué énergiquement, avec des particules en dans toutes les directions et interagissant par collisions.

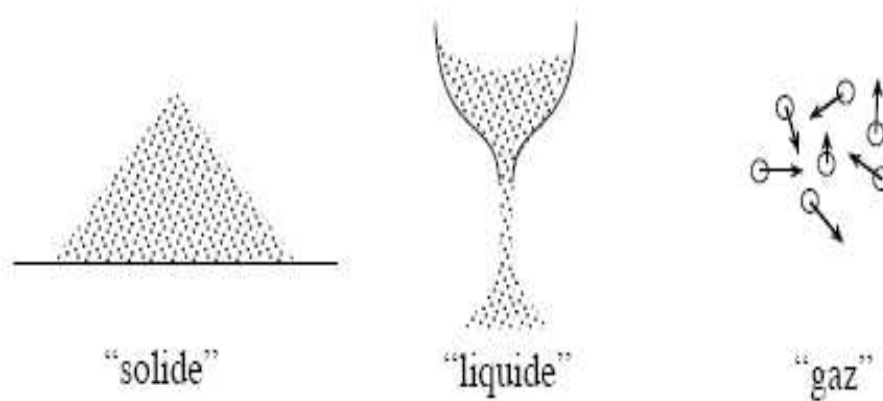


Figure : 1.6 Les milieux granulaires selon le mode de sollicitation (Stéphane Daoudy, 2007).

b) Paramètres influant sur les propriétés du sable

De plus, le comportement du sable dépend de nombreux paramètres autres que le mode de sollicitation. On compte parmi eux, la composition du sable qui n'est pas toujours homogène, de la forme des grains qui le compose, de l'humidité.

Tout d'abord, à l'échelle du grain, les paramètres jouant beaucoup sont :

- La nature des grains (composition chimique) qui va jouer sur la densité, la dureté, les forces cohésives,....
- La taille des grains.
- L'hétérogénéité ou non des grains

Tableau 1.1 : Caractéristiques physiques générales des sables (Léreau, 2006).

Caractéristique physique	Notation	Valeur moyenne	Unité
Poids volumique humide	γ ou γ_h	17 à 20	kN/m ³
Poids volumique sec	γ_d	14 à 18	kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19 à 22	kN/m ³
Poids volumique déjaugé	γ'	9 à 12	kN/m ³
Densité relative	G_s	2,65 à 2,67	/
Porosité	n	0,25 à 0,50	/
Indice des vides	e	0,50 à 1	/
Teneur en eau	w	1 à 15	%

1.4.2 Différents types de sable

Selon la taille des grains, il est à distinguer trois types de sable (voir tableau 1.2).

Tableau 1.2 : Classes granulaires du sable (Magnan, 1997).

Type de sable	Dimension des grains
Sable grossier	0,6 à 2 mm
Sable moyen	0,2 à 0,6 mm
Sable fin	0,06 à 0,2 mm

1.5 Sol saturé

Un sol saturé, est un milieu bi-phasique Dans le cas des sols sableux saturés, l'indice des vides est proportionnel à la teneur en eau. Ainsi, les variations de volume peuvent être directement déduites des variations de teneur en eau. Lorsque la teneur en eau diminue, le sol se déforme en restant saturé jusqu'à un seuil de début de désaturation. Pendant cette phase, la variation de volume est proportionnelle à la quantité d'eau extraite du sol. Si la teneur en eau continue à décroître, la diminution du volume ou retrait se poursuit, mais avec une amplitude qui devient de plus en plus faible et n'est plus proportionnelle à la variation de la teneur en eau [Bigot et Zerhouni, 2000].

1.6 Sol non saturé

Un sol non saturé est un milieu au moins tri phasique (phases solide, phase liquide et phase gazeuse) l'interaction -eau gaz-solide rend le comportement d'un sol non saturé plus complexe que celui d'un sol saturé (Li-X-L1999) et selon Fredlund (2005) est un sol qui contient l'eau et l'air dans les vides séparés par une peau contractile appelée ménisque et la pression interstitielle est inférieure à celle de l'air.

Dans les sols non saturés, tout départ partiel d'eau conduisant à une diminution de la teneur en eau se traduit par une augmentation de la succion. Si l'on se réfère à la pression atmosphérique, cette augmentation de succion est équivalente à une diminution de la pression Interstitielle et, par conséquence, à une augmentation de la contrainte effective avec les mêmes effets sur les variations de volume que précédemment. Tant que le sol reste saturé, cette diminution de volume équivaut sensiblement au volume d'eau extrait.

1.6.1 Microstructure des sols non saturés

Les développements de la mécanique des sols ont jusqu'à présent principalement concerne les sols satures, puisque les travaux en la matière ont surtout été mènes dans les pays tempères. Cependant, la nécessité de prendre en considération le comportement des sols non satures se fait actuellement particulièrement ressentir.

Initialement, cette nécessité a été mise en évidence dans les pays à climat sec ou aride, Il est donc nécessaire de parvenir à une meilleure compréhension des phénomènes de non-saturation, dont la caractéristique principale est le développement, au sein de la structure du sol. Un certain nombre de concepts des sols non saturés ont été développés pour permettre une meilleure compréhension des phénomènes intervenant dans le comportement des sols compactes, et donc des ouvrages en remblai. Ce lien avec la mécanique des sols non saturés est assez rarement fait dans la pratique, alors qu'il facilite la compréhension du fonctionnement des ouvrages en terre.

En général la microstructure d'un sol comprend deux aspects :

Le premier concerne le mode d'arrangement des particules (grains) ;Le deuxième est relatif aux interactions entre les particules. Donc la microstructure d'un sol influe sur les propriétés physico-chimiques et le comportement hydromécanique du sol. Notamment on peut expliquer le comportement hydromécanique du sol à partir de certains chemins de sollicitations qui résultent une évolution sur la macrostructure du sol. Dans le cas un sol non saturé, la succion apporte une résistance supplémentaire à la structure (cohésion apparente due à la succion), le sol résiste mieux au cisaillement.

Dès lors, sous une même charge, la microstructure d'un sol non saturé peut rester intacte, Dans ce cas on peut voir l'intérêt de modèles élastiques, non forcément linéaires, pour des situations de chargement monotones, comme par exemple la construction d'un barrage ou d'un remblai en sol compacté. Tandis que la microstructure d'un sol saturé peut être modifiée. Donc les déformations et la résistance d'un sol non saturé dépendent, d'une part, de la nature minéralogique des particules qui constituent le squelette du sol et, d'autre part, de l'état du sol (porosité, degré de saturation, pressions de l'eau, pression du gaz, contraintes dues à la pesanteur et aux charges extérieures).

L'étude de la microstructure du sol se réalise généralement à l'aide de plusieurs outils et méthodes tels : microscope électronique à balayage, microscope optique, diffraction des rayons X et prosimètre au mercure.

1.7 Résistance et rupture sols

1.7.1 Modes de rupture

Faute de pouvoir décrire de façon précise le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à la rupture, la mécanique des sols s'est inspirée des modes de rupture observés dans la nature pour développer des lois de comportement simplifiées. La nature montre l'existence de deux principaux modes de rupture :

- les ruptures par glissement sur une surface ;
- les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol.

1.7.2 Définition de la rupture du sol

La définition de la rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement résistance au cisaillement.

1.7.3 Facteurs influant sur la résistance au cisaillement

La résistance du sol observée dans les essais et dans les massifs de sols en place dépend de nombreux facteurs.

Dans le cas des sols fins, argileux ou organiques, la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non drainé. Pour tous les sols, la résistance à l'état remanié, après modification de la structure naturelle du sol, par exemple lors du prélèvement des éprouvettes soumises aux essais, diffère de la résistance du sol dans son état naturel.

On peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des états de déformation différents :

- la résistance de pic, qui correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations (de l'ordre du pour-cent) ;
- la résistance stabilisée après le pic, ou résistance à l'état critique, en général égale à la résistance que l'on obtient quand le sol est remanié et que la courbe « effort-déformation » a une forme asymptotique ;

— la résistance après de grands déplacements sur une surface de rupture, appelée résistance résiduelle. Résistance au cisaillement

1.7.4 Variation de volume des sables en cisaillement

Le cisaillement d'un matériau granulaire s'accompagne d'une variation de son volume qui est fonction de son état de compacité initial (Philipponnat et al., 2002)

Un sol compact a tendance à augmenter de volume lorsque le cisaillement augmente. Son comportement est dilatant. A l'inverse, un sol initialement à l'état lâche a tendance à diminuer de volume au cours du cisaillement. Son comportement, dit contractant, traduit un réarrangement des grains (diminution de la porosité et augmentation de la masse volumique) d'après (Pedro, 2004). Et pour bien détailler Leonards (1968) a illustré le phénomène élémentaire régissant les variations de volume par la figure I.7

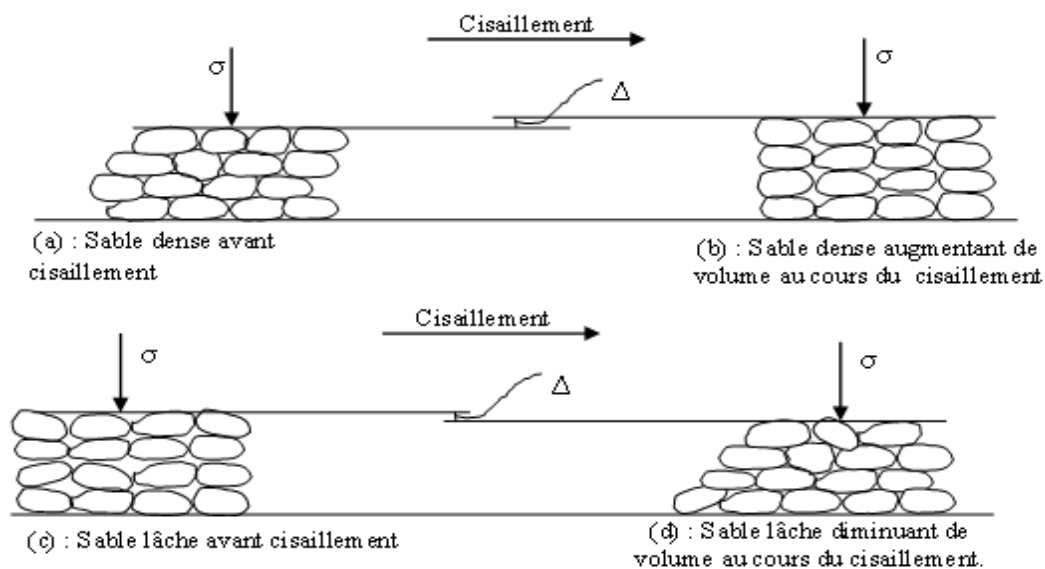


Figure 1.7 : Variation de volume des sols pulvérulents au cours du cisaillement (Boudlal, 2013).

Les résistances des sols ayant une structure lâche ou dense diffèrent fortement. Le comportement hydraulique est également influencé par la structure, en effet, la perméabilité d'un sable lâche est plus grande que celle d'un sable dense.

Outre la structure, le comportement hydromécanique des sols granulaires est influencé par le degré de saturation en eau, puisqu'il conditionne directement le niveau de succion.

La succion augmente les efforts de contact et, par conséquent, le frottement. Sous l'effet de la succion, les grains se rapprochent les uns des autres, le sol devient en quelque sorte plus serré. La structure d'un tel sol peut être poreuse et instable quand la succion disparaît, surtout dans le cas de la structure en nid d'abeilles

1.8 Comportement des sols hétérogènes, mélanges (sables-argile)

Les caractéristiques de ces sols sont souvent déterminées de manière simplifiée en fonction du pourcentage des différents constituants.

Concernant Les sables plusieurs études ont été fait par plusieurs chercheurs (Ils ont été traités surtout du point de vue liquéfaction (Arab, 2008 ; Gajo et al, 2000) et cisaillement (Magnan, 1991 ; Coquillay, 2005), par contre leur compressibilité n'est généralement pas significative en tant que matériaux propres, bien que leur comportement peut être sensiblement compressible en présence de fines argileuses, (mélanges de sable, argile).

Le comportement mécanique des mélanges composés de sable et d'argile a été abordé le plus souvent à partir d'un sable argileux prélevé sur site (Tanaka et al, 2001), ou d'un mélange reconstitué au laboratoire (Kimura et al, 1994 ; Rossato et al, 1992 et Muondo-Ondoa, 1979). Parfois, il s'agit d'associer les deux démarches en même temps (Georgiannou et al, 1991 et Nakase et al, 1985). Dans le cas d'un mélange composés de sable argile a pour but déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol qui existe à l'état naturel, afin de les appliquer directement à la résolution de problèmes géotechniques divers tels que le calcul des fondations. Dans le cas d'un mélange reconstitué au laboratoire à partir d'un sable et d'une argile, l'intérêt est donné au comportement de plusieurs sols, argile selon des proportions variées.

Les travaux de recherche effectués dans ce domaine, confirment que le comportement du sol dépend de la teneur en sable et en argile. Selon Faure (1978), Muondo-Ondoa (1979), Daskalova (1980) et Istvan (1990) qui définissent différents comportements pour des sols reconstitués suivant la teneur en sable et en argile.

D'après les résultats obtenus par ces auteurs ont montré que les sols du point de vue compactage peuvent avoir un comportement :

- Sableux, s'ils contiennent plus de 90 % de sable. Dans ce cas, la densité du mélange dépend peu de la teneur en eau et l'optimum de densité est relativement faible.
- Sablo-argileux, s'ils contiennent entre 80 et 70 % de sable. L'optimum de densité est mieux marqué.
- Argilo-sableux, s'ils contiennent moins de 70 % de sable. Dans ce cas, la densité du mélange dépend fortement de la teneur en eau et la densité optimale est élevée

Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations

1.8.1 Variation de volume des sols en mélanges

On peut expliquer certains aspects du comportement hydromécanique spécifique des sols fins non saturés en fonction de leur microstructure.

La variation de volume d'un sol fin non saturé peut être attribuée à deux mécanismes.

D'une part, la compressibilité de certains sols fins est essentiellement contrôlée par la résistance au cisaillement aux alentours des points de contact des particules et les variations de volume se développent par déplacement relatif ou glissement entre les particules. D'autre part, pour certains sols, la compressibilité est gouvernée par les phénomènes d'adsorption des doubles couches d'eau (Boudlal 2013).

Les observations expérimentales montrent que le premier mécanisme est essentiellement présent dans les sols fins non gonflants, tandis que le deuxième apparaît dans les sols gonflants (Sridharan et al, 1971). Or la microstructure des sols fins influence fortement ces deux mécanismes. Par conséquent, les variations de volume des sols fins dépendent largement de la microstructure. Si, dans la structure de la matrice d'une argile non saturée, les arrangements des particules élémentaires de plaquettes sont dominants, le gonflement est plus ou moins important en fonction de leur composition minéralogique puisque dans ce cas, le phénomène d'adsorption est dominant à cause des propriétés colloïdales des plaquettes (deuxième mécanisme).

Par contre, les comportements d'effondrement se manifestent souvent dans des sols fins dans lesquels les particules de silt ou de sable sont présentes en grande proportion.

Dans ce genre de sols, la plus grande partie du volume des pores est du type inter-agrégats ou inter-grains et ils occupent une place relativement grande par rapport aux pores intra-agrégats. La microstructure qui possède ainsi des espaces vides de grande taille est considérée comme une structure ouverte (open structure). Les liaisons entre les particules ont plusieurs origines dans ce cas : les effets électrochimiques, les connecteurs composés de matière argileuse et les effets capillaires. Dans tous les cas, plus la teneur en eau est basse, plus les liaisons entre les particules sont fortes.

Il est observé que, en cas d'hydratation, lorsque le sol est soumis une sollicitation mécanique faible, il se produit un gonflement, tandis que l'effondrement se manifeste quand cette sollicitation est importante.

Cela s'explique en fonction de la microstructure (Alonso et al, 1990 ; Collins et al, 1974 ; Barden et al, 1973) : lorsque la sollicitation mécanique est faible, les plaquettes d'argile dans les agrégats et les ponts se gonflent lors de l'hydratation, mais la structure du sol est préservée. Par contre quand elle est plus élevée, les liaisons entre les grains de silt ou de sable peuvent être détruites : les ponts entre les grains peuvent être cassés, les agrégats se déforment sous cette charge élevée et, en conséquence, les grains de silt ou de sable glissent les uns par rapport aux autres. Le résultat de ces mouvements relatifs entre grains est que les agrégats sont déformés. Les ponts cassés se réfugient dans les pores de grandes tailles. Il en résulte que le volume du sol diminue, c'est l'effondrement. De plus, les effets capillaires entre les agrégats et les particules granulaires diminuent. Cela facilite la rupture des liaisons entre les particules et donc l'effondrement (Dudley, 1970). En même temps, le gonflement continue puisque les plaquettes d'argile se gonflent sous les effets de l'hydratation, mais ce gonflement est souvent masqué par l'effondrement. (Bahloul, O. 2015)

1.8.2 Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal (e_{\min} et e_{\max}) pour des mélanges (sable + argile)

Kuerbis et al (1988) dans leurs travaux ont montré que la teneur en fines allant de 0% à 20% diminue de plus en plus les indices des vides e_{\max} et e_{\min} d'un sable limoneux.

Les mêmes conclusions sont tirées par Rajeev Gupta et Ashutosh Trivedi (2009) dans leurs travaux sur le sable de Indo-Gangetic Plain. Tandis que Lade et al (1998), dans leurs recherches sur les sables de Nevada et Cambria ont montré que, l'indice des vides e_{max} augmente considérablement même à faibles pourcentages de fines (inférieure à 20%). Les petites particules sont poussées et regroupées à part; d'où création d'une structure instable sous cisaillement

1.9 Stabilisation chimique des sols par le ciment

1.9.1 Introduction :

En général, la stabilisation des sols est le processus de création ou d'amélioration de certaines propriétés désirées dans un matériau du sol, le rendant ainsi sensible aux variations de sa teneur en eau et utile à un but précis. Cette technique est particulièrement pertinente dans des projets nécessitant une amélioration du sol local pour la construction de sous-sols, tels que ceux destinés aux autoroutes et aux voies ferrées, entre autres.

La stabilisation des sols aux liants hydrauliques, en particulier aux ciments, est une pratique bien établie depuis plus de vingt ans. Elle a été largement utilisée pour améliorer les propriétés mécaniques et physiques des sols, comme l'ont souligné Kitazume et Terashi (2013), contribuant également à renforcer la structure du sol en augmentant la liaison de cimentation. Selon Suksun H et al. (2011), cette méthode vise à modifier les propriétés indésirables des sols problématiques, les rendant ainsi adaptés à une utilisation dans la construction.

Le processus de stabilisation débute par le mélange du sol dans un état relativement sec avec du ciment et de l'eau spécifiés pour le compactage. En présence d'humidité et d'un agent de cimentation, le sol subit une modification, les particules se regroupant en raison des interactions physico-chimiques entre le sol, le ciment et l'eau. Cependant, en raison de cette modification au niveau des particules, il n'est pas toujours possible d'obtenir une masse homogène avec la force désirée.

Il convient de noter que d'autres liants, tels que les liants organiques précédemment, peuvent également jouer un rôle dans la liaison des idées en stabilisation des sols. Ces liants organiques, en enrobant les particules argileuses et en conférant des propriétés hydrophobes aux sols gonflants, présentent des réactions quelque peu différentes, mais leurs effets dans le processus de stabilisation demeurent fortement similaires.

Les caractéristiques du matériau sol-ciment dépendent de l'interaction de nombreux facteurs, dont les caractéristiques du sol et du liant, ainsi que les conditions de malaxage et de cure.

La stabilité interne des ouvrages en soil mixing est généralement évaluée à partir des caractéristiques des résistances déterminées par des essais de compression simple réalisés sur des éprouvettes de sols traités in situ ou en laboratoire (Porbaha, 2000b).

A - Composition des ciments

La composition du noyau du ciment exprimée en pour cent s'entend par la somme des constituants principaux et des constituants secondaires hors le sulfate de calcium et les additifs éventuels.

- **Clinker Portland (K) :**

C'est un constituant obtenu à partir de la cuisson à haute température, supérieure à 1 450 °C, d'un mélange approprié de calcaire et d'argile en proportion moyenne 80 % — 20 %.

Les silicates et aluminates hydrauliques formés lors de cette cuisson (clinkérisation) sont :

- le silicate tricalcique, $3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$, que l'on écrit C3S ;
- le silicate bi calcique, $2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$, que l'on écrit C2S ;
- l'aluminate tricalcique, $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$, que l'on écrit C3A ;
- l'alumino ferritetétracalcique $4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$, que l'on écrit C4AF.

Suivant la carrière d'origine et les performances recherchées, le clinker est constitué de 62 % à 67 % de chaux combinée (CaO), de 19 % à 25 % de silice (SiO_2), de 2 % à 9 % d'alumine (Al_2O_3), et de 1 % à 5 % d'oxyde de fer (Fe_2O_3)

- **Laitier granulé de haut fourneau (S)**

Produit granulé obtenu par refroidissement rapide de la scorie fondue provenant de la fusion du minerai de fer dans un haut fourneau.

- **Pouzzolane naturelle (Z)**

Produit d'origine volcanique (cendres volcaniques) ou sédimentaire essentiellement composé de silice, d'alumine et d'oxyde de fer, et ayant naturellement des propriétés pouzzolaniques. Il peut aussi s'agir d'argiles ou de schistes activés thermiquement.

- **Cendres volantes (V ou W)**

Les cendres volantes sont obtenues par dépoussiérage électrostatique ou mécanique de particules pulvérulentes provenant du courant de gaz des chaudières, alimentées au charbon pulvérisé. La cendre volante siliceuse (V) est une poudre fine constituée principalement de particules sphériques vitrifiées ayant des propriétés pouzzolaniques.

La cendre volante calcique (W) est une poudre fine ayant des propriétés hydrauliques et/ou pouzzolaniques.

- **Schistes calcinés (T)**

Les schistes calcinés, et en particulier les schistes bitumineux calcinés, sont produits dans un four spécial à une température d'environ 800 °C. Ils ont des propriétés hydrauliques et pouzzolaniques.

- **Calcaires (L)**

Produits obtenus par broyage fin de certaines roches calcaires.

- **Fumées de silice (D)**

Les fumées de silice proviennent de la réduction de quartz de grande pureté par du charbon dans des fours électriques, utilisés pour la production de silicium ou de ferro-silicium.

Elles sont formées de particules sphériques très fines (aire massique supérieure ou égale à 15 m²/g selon la méthode BET par adsorption d'azote ayant une très haute teneur en silice amorphe 85 % en masse.

B - Propriétés chimique des ciments

En présence d'eau, le ciment, en formant une pâte apte à se solidifier à l'air ou sous l'eau, acquiert son statut de « liant hydraulique ». Ce processus, résultant de l'hydratation du ciment, nécessite une humidité proche des grains de ciment et s'étale sur plusieurs semaines. La prévention de la dessiccation prématurée du sol traité, par la protection contre l'évaporation, souligne son importance environ 30 % de la masse totale de ciment est strictement nécessaire à cette hydratation.

Dans le cadre de la stabilisation des sols, ces interactions prennent une signification particulière.

Les phases de silicates calciques jouent un rôle essentiel dans la stabilisation des sols, générant des composés qui contribuent significativement à la résistance, à la structure et à la liaison des particules du sol traité, comme démontré par Pnisinski et al. (1999). Cette synergie entre les propriétés chimiques du ciment et le processus de stabilisation des sols enrichit notre compréhension des mécanismes sous-jacents, ouvrant ainsi la voie à des pratiques de stabilisation plus précises et efficaces.

C -Choix du ciment pour le traitement de sol

Dans la gamme étendue disponible le choix du type de ciment se fera sur différents critères :

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

Généralement le choix du ciment dépend du type de sol à traiter et de la résistance finale souhaitée

D-Différent type de ciment

Le ciment, dans un sens plus large, englobe tout matériau interposé entre deux corps durs pour les lier. Son utilisation la plus courante prend la forme d'une poudre mélangée à de l'eau, favorisant ainsi l'agrégation de sable fin et la production de mortier ou de béton.

L'offre sur le marché comprend une variété de types de ciment tels que le ciment Portland ordinaire, le ciment de haut fourneau, le ciment résistant aux sulfates, et le ciment à haute teneur en alumine.

Cette diversité de ciments offre des possibilités, permettant d'adapter le choix du ciment en fonction du type de sol à traiter et des propriétés finales souhaitées.

1.9.2 Réactions Eau-Sol-Liant

1.9.2.1 Mécanismes d'hydratation

Dès que l'eau et le ciment sont mélangés, à l'interface solide et liquide, il se crée une réactivité et différents mécanismes élémentaires (adsorption, dissolution, solvation et cristallisation) conduisant à l'hydratation du ciment ont lieu. Le processus d'hydratation est un processus dans lequel la réaction de ciment a lieu.

Le processus commence lorsque le ciment est mélangé avec de l'eau et d'autres composants pour une application désirée résultant en des phénomènes de durcissement. Le durcissement du ciment enfermera le sol sous forme de colle, mais ne modifiera pas la structure du sol (EuroSoilStab, 2002). L'hydratation du ciment est un processus complexe comportant une série complexe de réactions chimiques inconnues (MacLaren et White, 2003). Cependant, ce processus peut être affecté par :♣ Présence de matières étrangères ou d'impuretés♣ Niveau eau-ciment♣ Cure de température♣ Présence d'additifs.

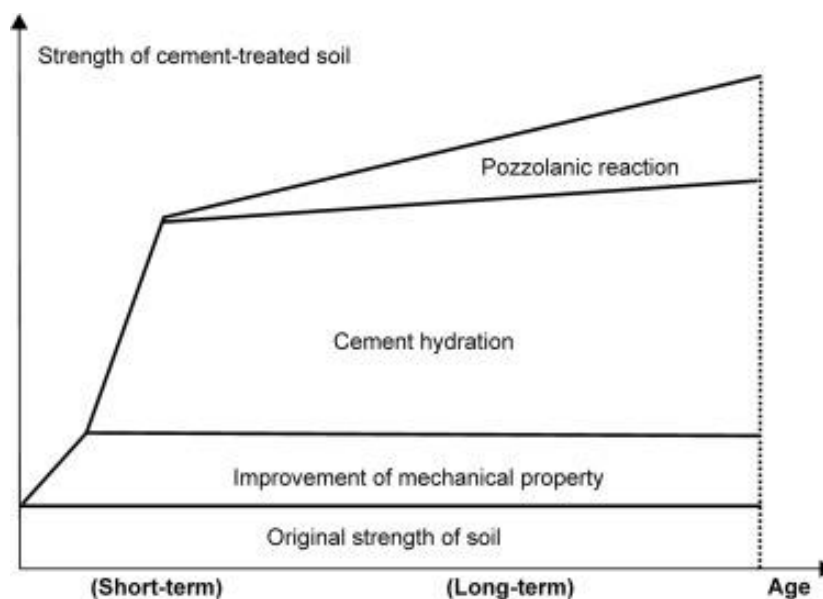
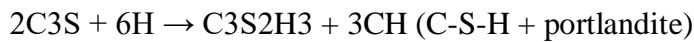


Figure 1.8. Explication typique du mécanisme d'augmentation de la résistance des sols traités au ciment (Nakarai et Yoshida, 2015).

1.9.2.2 Produits d'hydratation :

L'hydratation cimentaire résulte des produits sont le silicate de calcium hydraté (C-S-H) et l'hydroxyde de calcium ou la portlandite (CH), selon (Tazawa et al. 1995) Celui-ci se présente sous forme de plaquettes hexagonales caractéristiques, empilées entre les grains de ciment partiellement hydratés.



a) Le silicate de calcium hydraté (C-S-H)

Le C-S-H est le produit d'hydratation qui développe la résistance de la pâte de ciment. Une partie des ions SO_4^{2-} provenant du gypse utilisé dans le ciment entre dans la structure des C-S-H et permet d'améliorer leur résistance.

b) L'hydroxyde de calcium ou portlandite (CH)

La portlandite participe aux résistances au très jeune âge. La portlandite cristallise en lamelles hexagonales de quelques microns ou dizaines de microns.

Comme le montre la Figure 1-9, l'hydratation du ciment peut se décomposer en quatre phases successives : la dissolution des grains de ciment, la phase d'échange d'ions (floculation), la formation des produits d'hydratation et les réactions pouzzolaniques (à long terme).

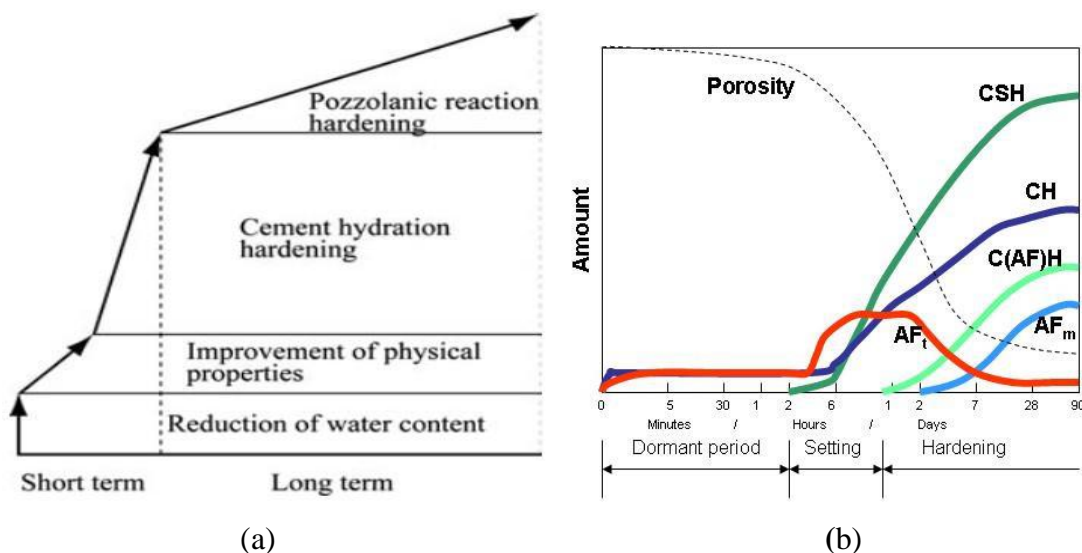


Figure 1-9 Processus de l'hydratation du ciment: a) mécanismes (b) produits d'hydratation (Kitazume et Terashi,2013).

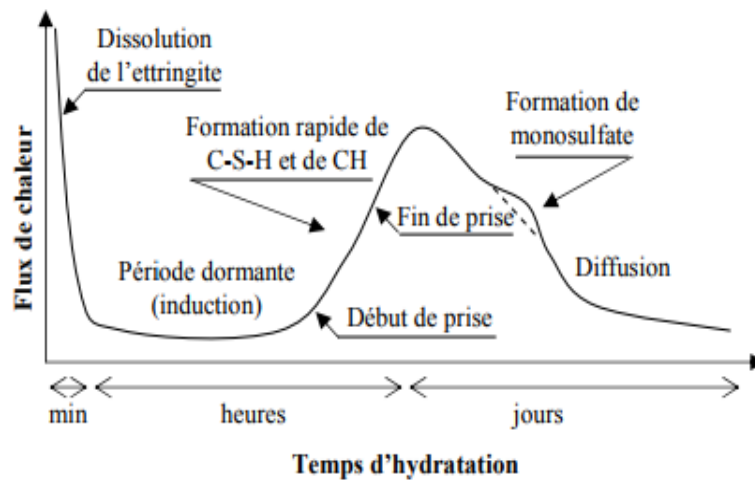


Figure 1-10 : Dégagement de chaleur lors de l'hydratation du ciment en fonction du temps (Neville, 2000).

1.9.3 Structure de la pâte de ciment

La pâte de ciment durcie est un milieu poreux dans lequel contiennent des phases solides anhydres, hydratées et une solution interstitielle.

1.9.3.1 Porosité

La quantité d'hydrates formés est insuffisante pour remplacer tout le volume initial occupé par l'eau et le ciment. Les matériaux cimentaires sont donc poreux. Le réseau poreux dépend de l'arrangement des divers produits d'hydratation de la pâte de ciment.

Des mesures au porosimètre à mercure montrent que les pâtes de ciment se caractérisent principalement par deux familles de pores :

_Les pores capillaires, correspondant aux pores de grand diamètre de quelques centaines à quelques milliers d'angströms, sont initialement occupés par l'eau de gâchage et non comblés par les hydrates. Leur dimension augmente avec le rapport E/C et diminue avec l'âge.

_Les pores relatifs aux hydrates, correspondant aux pores de petit diamètre représentent les espaces inter feuillets. Leur dimension dépend peu du rapport E/C et des conditions de l'hydratation, et sont caractéristiques des hydrates.

1.9.3.2 Eau dans la pâte de ciment

L'eau se présente sous diverses formes dans la pâte de ciment. On distingue classiquement trois types d'eau :

_Eau libre, fortement ionisée dès les premiers instants, elle se trouve dans les pores capillaires en particulier les macropores. Echappant aux forces superficielles des particules solides, elle migre la première lors du ressuage et de la dessiccation.

_Eau liée, se combine par réaction d'hydratation avec les grains de ciment et qui entre dans la composition des hydrates.

_Eau adsorbée, se fixe à la surface du solide. Cette fixation peut être physique ou chimique selon l'énergie des forces de liaison.

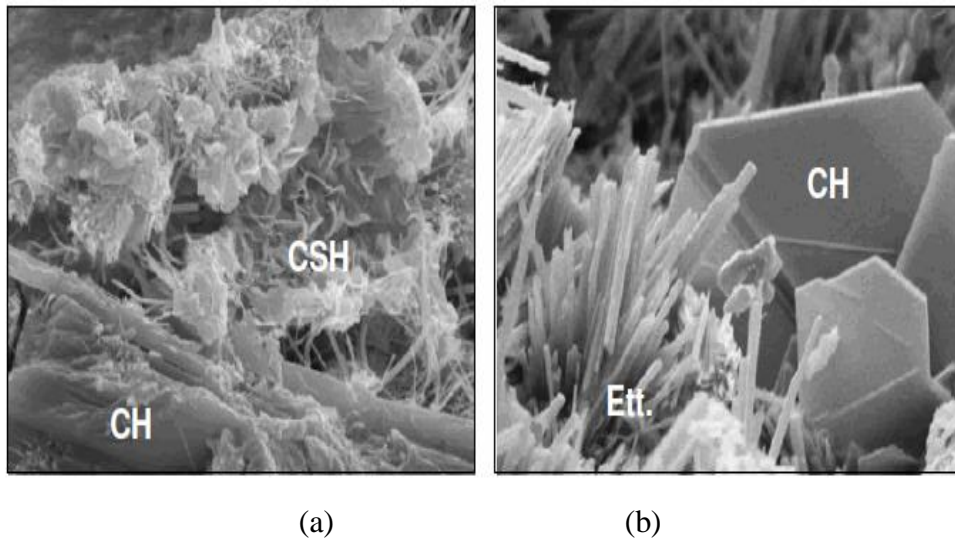


Figure 1.11 Eléments constitutifs d'une pâte de ciment

(a) portlandite (CH) et tobermorite(CSH) ,b) portlandite (CH) et ettringite (Ett.)(Lucile ,2012).

1.9.3.3 Réactions chimiques d'hydratation

Les réactions du ciment avec un sol consistent essentiellement en une hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres, avec passage par la phase soluté suivie de la cristallisation des produits hydratés : c'est la prise hydraulique.

Les réactions pouzzolaniques sont des réactions d'hydratation plus ou moins lentes à partir de la surface des grains de ciment, et le centre des grains peut rester non hydraté, pouvant se déclencher quelques semaines après le début de l'hydratation et se dérouler sur des périodes de quelques jours à quelques années. Ces réactions peuvent se produire en fonction de la minéralogie du matériau à traiter (Sherwood, 1993).

Les pouzzolanes sont des matériaux qui réagissent avec l'eau et le calcium pour produire un effet de cimentation. (Jesse et al. 2003)

La croissance des microcristaux formés, leur enchevêtrement, leur feutrage progressif, enrobent et relient les grains du matériau entre eux, formant des ponts de plus en plus nombreux et solides. Ce qui conduit rapidement au durcissement du mélange, à l'obtention de caractéristiques mécaniques élevées et sa stabilité à l'eau et au gel (Eades et Grim, 1960).

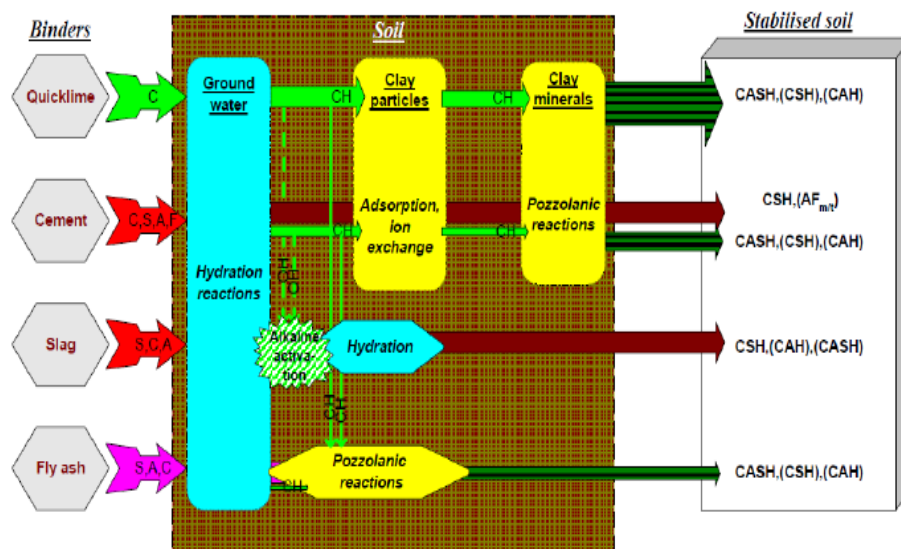


Figure 1.12 Réactions chimiques entre les liants et le sol (Ahnberg et Johanson, 2005).

La Figure 1.12 propose une synthèse des différents processus d'hydratation mis en jeu suivant le type de liant utilisé. Lorsque l'on mélange le sol avec de la chaux, du ciment, des laitiers ou des cendres volantes, la durée et l'intensité des réactions diffèrent et les produits issus de l'hydratation peuvent éventuellement légèrement varier.

1.9.4 Structuration des matériaux cimentaires

1.9.4.1 La structure interne d'un sable cimenté.

Un sol cimenté se compose d'un squelette granulaire et d'un matériau qui joue le rôle d'agent de cimentation en formant des liaisons supplémentaires entre des grains. Ces liaisons permettent d'assurer une cohésion globale au matériau. Selon Abdulla et Kioussis (1997), l'augmentation non linéaire de la cohésion avec le degré de cimentation peut être attribuée à la façon dont le ciment est distribué dans le milieu granulaire. Lorsque le taux de cimentation augmente, la distribution du ciment est plus uniforme, et le nombre de points de contact augmente de manière non linéaire.

Le comportement volumique observé par Abdulla et Kioussis (1997) peut également être interprété en raisonnant sur la structure interne d'un sable cimenté. Deux cas extrêmes et opposés peuvent ainsi être envisagés pour la structure interne, comme l'illustre la figure suivante :

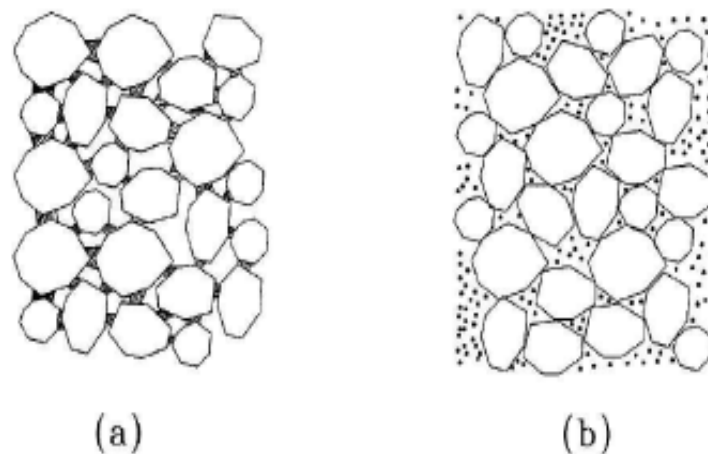


Figure 1.13 Deux cas extrêmes de structure interne pour un sable cimenté
(Abdulla et Kioussis, 1997).

Dans le premier cas (figure a), le ciment est localisé aux points de contact entre les grains, ce qui conduit à des vides de grande taille et à une capacité de déformation importante.

Dans le second cas (figure b), le ciment est distribué partout au sein des vides du milieu granulaire initial, ce qui forme une structure dense, dont le comportement est essentiellement gouverné par le frottement, avec une capacité de déformation limitée. Les deux types de structure peuvent se rencontrer dans un sol cimenté (Abdulla et Kioussis, 1997).

Sowers et al. (1979) ont classé la microstructure du sable cimenté en deux catégories : microstructure matricielle et structure squelettique.

La microstructure de la matrice se développe lorsque le volume du sol particules, V_s , est inférieur à environ deux fois le volume de la cimentation agent, V_c . Dans ce cas, la majeure partie du volume est occupée par la cimentation agent et il y a peu de contact entre les particules de sol. La résistance de cette microstructure dépend de la résistance de l'un ou l'autre l'agent de cimentation ou les particules de sol, selon la plus faible.

La microstructure squelettique se développe lorsque le volume des particules de sol, V_s , est plus de deux fois le volume d'agent de cimentation, V_c , et est subdivisé en deux types.

Le premier type est appelé structure de liaison de contact, dans lequel l'agent de cimentation ne se trouve qu'aux points de contacts parmi les particules de sable, et s'observe lorsque le sable a un fort taux de vide et densité relativement faible.

Le deuxième type de squelette microstructure est appelée liaison vide et est due aux contacts entre particules de sable individuelles. Dans ce cas, les vides sont remplis d'agent de cimentation. Ce type de microstructure squelettique est plus stable que la structure de liaison par contact et est observé lorsque le sable a un faible taux de vide et haute densité.

1.9.5 Micromécanique du sable cimenté

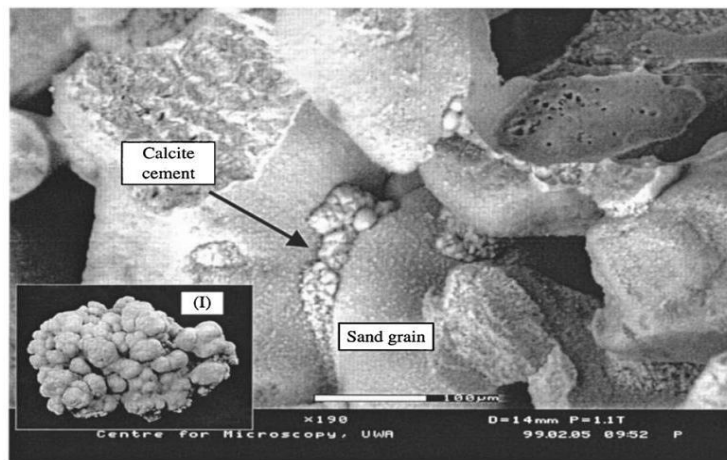
En explorant le lien étroit entre le comportement mécanique des sables et leur microstructure, définie comme la disposition géométrique des particules de grains, une étude approfondie menée par Marri (2010) a considérablement enrichi la compréhension.

Cette recherche a mis en lumière l'importance de comprendre la structure interne des sables pour prédire leur réponse sous différentes contraintes.

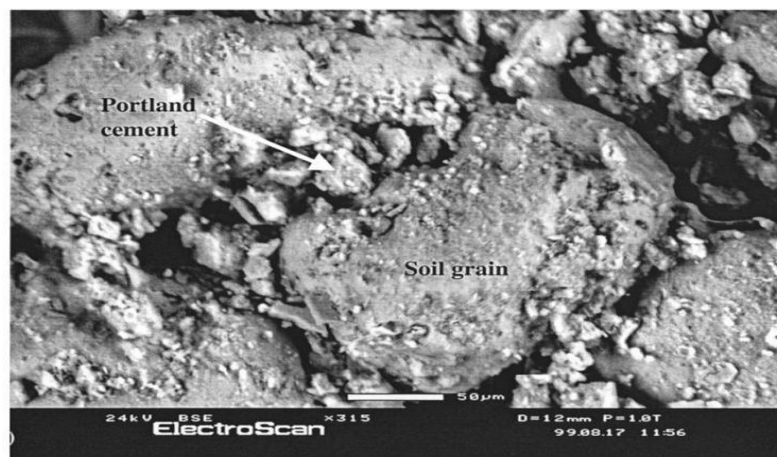
L'analyse microscopique, essentielle dans cette étude, visait à caractériser les formes des grains du sable d'accueil et à identifier la nature de la teneur en ciment, notamment due à la présence de calcite et d'autres particules agissant comme agents de cimentation.

Ces résultats ont offert un aperçu précieux des mécanismes de cimentation et de consolidation à l'œuvre dans les sables.

La Figure 1.14, résultat de cette analyse, illustre la microstructure d'un sable cimenté de manière explicite, mettant en évidence la présence de ciment à la surface des particules et aux points de contact entre celles-ci. Ces observations visuelles renforcent les conclusions tirées de l'étude microscopique et confirment l'impact significatif de la microstructure sur les propriétés mécaniques des sables.



(a)



(b)

Figure 1.14 : Micrographie MEB de l'échantillon RT * cimenté avec (a) de la calcite; (b) Le ciment Portland (Marri, 2010).

1.9.6 Action du ciment et des liants hydrauliques routiers (LHR) sur les sols

Le traitement des sols au ciment permet d'améliorer les caractéristiques initiales des matériaux et s'appliquent à des sols fins prétraités à la chaux ou des sols peu ou pas plastiques, dont les teneurs naturelles en eau trop élevées ne permettent pas de réaliser des remblais ou des couches de forme dans de bonnes conditions et avec des garanties suffisantes de qualité.

Il est surtout utilisé dans le but d'obtenir un développement rapide et durable des résistances mécaniques et des stabilités à l'eau et au gel.

Compte tenu de leurs propriétés, le ciment et modifie de façon sensible le comportement des sols peu ou pas plastiques,

1.9.7 Avantage du traitement au ciment

Le traitement des sols en place au ciment ou à la chaux et ou au liant hydraulique routier (LHR) est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques, écologiques et environnementaux

1.9.7.1 Avantages techniques

Le traitement des sols en place au ciment traité homogène, durable et stable, présentant des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. En outre, Cette technique assure une bonne répartition des charges sur le support, grâce à la rigidité de la nouvelle structure.

Cette technique assure un bon comportement par temps chaud sans déformation, niorniérage et un bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel, grâce à la rigidité du matériau et à l'effet de dalle induit. Enfin, le traitement des sols en place est une technique possédant une facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation.

1.9.7.2 Avantages économiques

Le traitement des sols en place au ciment ou au liant hydraulique est une technique de traitement à froid, donc utilisant peu d'énergie. La réutilisation des matériaux en place est un facteur d'économie important puisqu'il réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et le coût de leur transport.

L'absence de transport de granulats ou des déblais en décharge contribue à la préservation du réseau routier situé au voisinage du chantier.

Enfin, le traitement des sols en place est une technique très économique, notamment du fait de la durée plus courte des travaux par rapport à une solution avec décaissement.

1.9.7.3 Avantages écologiques et environnementaux

Le travail à froid réduit sensiblement la pollution et le rejet de vapeurs nocives dans l'atmosphère.

En outre, cette technique permet une importante économie d'énergie globale, par la réduction des matériaux à transporter, des matériaux à mettre en décharge et donc une diminution des impacts indirects, des gênes à l'utilisateur et aux riverains et une réduction de la fatigue du réseau routier adjacent au chantier. La réutilisation des matériaux en place limite l'exploitation des gisements de granulats (carrières, ballastières), ressources naturelles non renouvelables. Ce qui contribue à préserver l'environnement.

1.10 Autres techniques de stabilisation des sols

a -Méthode de compactage (mécanique)

Le sol, en tant que support de construction et élément constitutif de structures, subit un processus d'extraction, de transport, puis de remise en place. Lors de cette remise en place, le volume du sol est augmenté par un phénomène de foisonnement résultant de l'extraction initiale. Afin de maîtriser ce volume élargi et d'améliorer la densité du sol en place, on recourt au compactage. Le compactage implique la réduction du volume des vides remplis d'air sous l'influence d'une action mécanique telle que la pression, le damage, ou une charge vibrante. Cette réduction des vides se traduit par une augmentation de la densité du sol, resserrant ainsi la texture du matériau. En conséquence, le compactage renforce la capacité portante du sol et limite les risques de déformations ultérieures du terrain.

Notamment, en 1933, l'Ingénieur américain PROCTOR a établi l'influence cruciale de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le poids spécifique sec d'un sol à travers l'Essai Proctor, qui porte son nom. Cette méthode a révélé qu'à une énergie de compactage donnée, la variation de la teneur en eau influe sur le poids spécifique sec du sol, illustrée par une courbe en cloche représentant l'optimum Proctor.

En haut de la courbe, une teneur en eau élevée absorbe une partie significative de l'énergie de compactage sans bénéfice, tandis qu'en bas, des teneurs en eau raisonnables favorisent une augmentation de la densité sèche grâce à un effet lubrifiant sans compromettre le tassement.

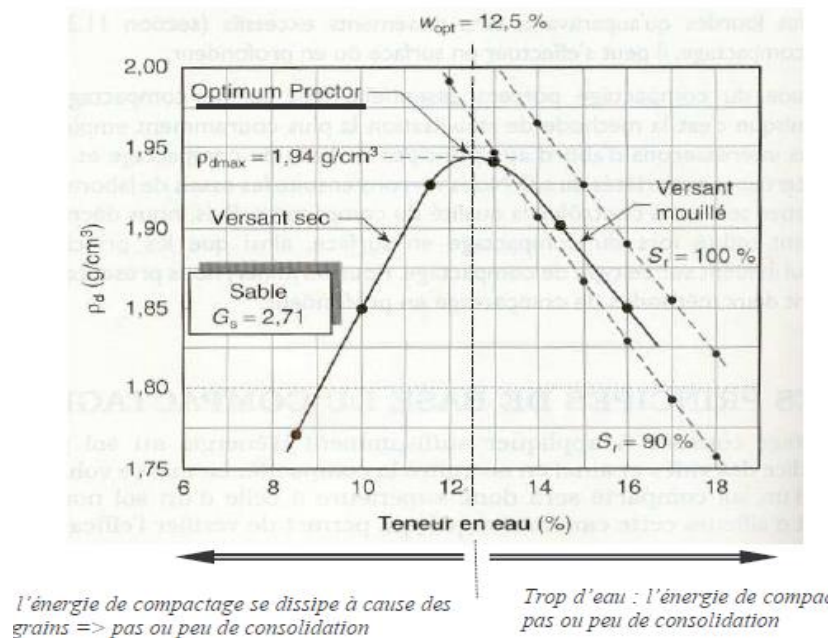


Figure 1.15 : Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée (Proctor, 1933 cités par Das, 1998).

b - Méthode de substitution

Dans le cas de la suppression d'une couche de sol gonflant, la solution la plus évidente consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur. Cependant, si cette couche est épaisse, une suppression totale peut s'avérer difficile. Dans de tels cas, on peut opter pour un remblaiement avec du sable ou d'autres matériaux graveleux. Cette approche, bien que efficace, peut s'avérer être une solution très coûteuse.

c-Stabilisation physique

La stabilisation physique représente une approche technique visant à transformer les propriétés d'un matériau en agissant spécifiquement sur sa texture. Cette méthode vise à améliorer les caractéristiques du matériau en corrigeant la granularité, c'est-à-dire en modifiant la distribution des particules solides et en optimisant leur agencement.

En intervenant sur la granulométrie du matériau, la stabilisation physique vise à renforcer ses propriétés mécaniques, améliorer sa cohésion et optimiser sa réponse aux variations de teneur en eau. Elle constitue ainsi une démarche stratégique pour adapter le matériau aux exigences spécifiques d'un projet de construction ou d'aménagement.

1.11 Conclusion

Ce premier chapitre a permis de passer en revue les principales caractéristiques des sols sableux utilisés dans le domaine géotechnique routière. Ces informations précédemment évoquées servent de base pour comprendre les défis spécifiques liés à la construction sur des terrains sableux. La complexité des sables, leurs propriétés et leur arrangement nécessitent une approche réfléchie pour garantir la sécurité et la durabilité des infrastructures. En ayant une compréhension approfondie de ces éléments, on peut anticiper les problèmes potentiels, comme l'érosion ou la stabilité, et adopter des stratégies de conception adaptées. Notamment, il convient de souligner l'impact positif de la stabilisation par le ciment dans ce contexte. Cette technique offre une solution efficace pour renforcer la cohésion des sols sableux, améliorant ainsi leur résistance et contribuant à la réussite de projets durables sur ces terrains.

CHAPITRE 2

Généralités sur le comportement des sols

2.1 Introduction

La compréhension du comportement des sols est essentielle dans le domaine du Génie Civil. Des approches expérimentales variées explorent divers chemins de sollicitation pour approfondir notre compréhension de la rhéologie des sols. Cela s'avère crucial pour évaluer les déformations sous l'influence des charges et anticiper la possible rupture du massif.

Dans cette optique, l'objectif de ce chapitre est de réaliser une synthèse bibliographique sur le comportement des sols sous différentes sollicitations. On présentera ainsi les résultats des travaux de recherche menés, mettant en lumière les réponses des sols face à diverses sollicitations .

2.2 Comportement mécanique des sables

2.2.1 Comportement mécaniques des sables sous chargement monotone

Le comportement mécanique d'un sable sous chargement monotone ou cyclique présente des phénomènes et propriétés très variées. Cela est principalement dû aux nombreux facteurs qui interviennent lorsqu'un sol se déforme sous l'action d'efforts extérieurs, ainsi que sous chargement monotone les particules des grains du sable ne sont pas généralement liées, ils ont tendance à se réorganiser pour faire face à la charge jusqu' à la rupture. Du point de vue microscopique, la forme et la taille des grains de sable (caractérisés en particulier par leur angularité) ont une influence non négligeable sur le comportement, et la courbe granulométrique du sable donne par ailleurs des informations importantes.

Cependant, les grandeurs mesurées expérimentalement étant d'ordre macroscopique, il est nécessaire de caractériser le matériau à l'aide de variables macroscopiques. On définit ainsi l'indice des vides e comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume des grains.

On appelle e_{\min} et e_{\max} les indices des vides respectivement minimal et maximal obtenus à partir de procédures standardisées. On définit ID l'indice de densité d'un sable de la manière suivante : $ID = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$

2.2.2.1 Caractérisation d'un sable (dense et lâche)

Durant le chemin de sollicitation on peut étudier le comportement mécanique d'un milieu granulaire qui résulte des interactions aux points de contacts entre les grains constitue et de l'évolution, sous les sollicitations imposées, de assemblage granulaire.

Celle-ci résulte de trois mécanismes : la compressibilité des grains du sol ; le déplacement les uns par rapports aux autres par glissement et rotation qui dépendent principalement de la forme et de l'état de surface des grains, la rupture des grains.

Le comportement des sols granulaires dépend de leur densité. Le sable relativement dense montre un comportement contractif au début, mais il se dilate avec une tension croissante. En revanche, un sable très lâche se contracte tout au long de son processus de chargement, y compris lors des étapes de déchargement initiales. Lors du chargement non drainé, la pression de pore excessive indique la propension des sols granulaires lâches à se contracter lorsqu'ils sont soumis à des forces de cisaillement. Cela entraîne une réduction de la contrainte effective, et comme la rigidité du sol dépend de la contrainte, elle se réforme en conséquence (Byrne, 2007).

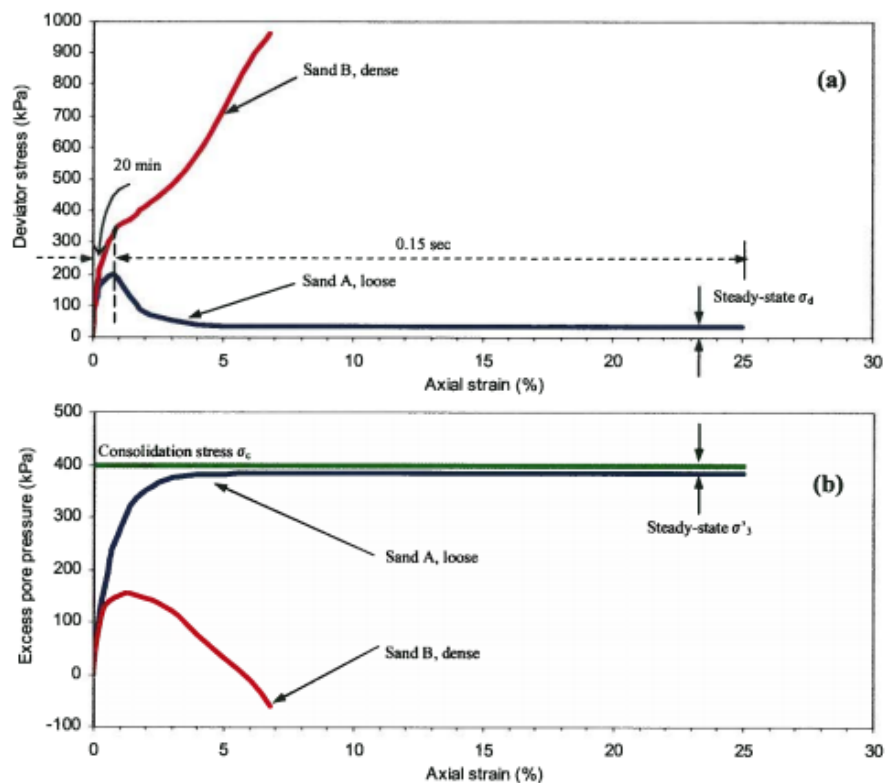


Figure 2.1 Comportement des sables denses et lâches non drainés: (a) déviateur de contrainte vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive vs déformation axiale (Seid-Karbasi, 2009).

2.2.2 Comportement des sables sous chargement cyclique

le terme chargements cycliques fait référence à un mode de chargements variables avec un certain degré de régularité d'effort, moment, contrainte, déplacement, accélération, etc., en fonction du temps, permettant d'apprécier la forme du signal.

En réalité, ce type de chargements notamment les chargements environnementaux (le vent et la houle) sont par nature des phénomènes irréguliers et aléatoires aussi bien en amplitude qu'en fréquence. De plus, il est important de noter que les chargements cycliques réels se composent de chargements verticaux et latéraux combinés à des moments. Cependant, dans cette thèse, on s'intéresse uniquement aux chargements cycliques axiaux.

Les sollicitations cycliques peuvent être caractérisées par les paramètres suivants : la direction du chargement (axial en l'occurrence), le nombre de cycles N , le chargement cyclique maximal Q_{max} , le chargement cyclique moyen Q_{moy} , l'amplitude du chargement cyclique Q_c , le type de chargement (alterné ou non) et la fréquence f .

On distingue deux principaux types de chargements cycliques axiaux :

-Les chargements non alternés « répétés » en cours des cycles, il n'y a pas inversion de la charge (Q_{max} et Q_{min} sont de même signe), et les chargements « alternés » il y a changement du signe de la charge appliquée (Q_{max} et Q_{min} sont de signe opposé)

2. 2.2.1 Principaux types de comportement cyclique

Plusieurs essais cycliques utilisés sur des éprouvettes cylindriques et le plus couramment utilisés sont les essais de chargement axial à l'aide de l'appareil en compression simple et l'appareil triaxial en condition drainé et non drainée, à une contrainte ou une déformation contrôlée. Lors d'essais cycliques, la rupture s'obtient au bout d'un certain nombre de cycles.

La fréquence de sollicitation est ici donnée par le nombre de cycles par seconde.

On peut noter que la déformation ou la contrainte peuvent être contrôlée à de sorte qu'à chaque cycle.

a) À amplitude de contrainte contrôlée

Les essais effectués sous une sollicitation à amplitude de contrainte contrôlée, on note trois types de Phénomènes, schématisés sur la Figure (2.2), à savoir :

- **le rocher:** la déformation augmente d'une manière continue, conduisant ainsi à des phénomènes de rupture comme la liquéfaction ou la mobilité cyclique.
- **l'accommodation:** c'est une stabilisation du chemin contrainte-déformation sur une boucle d'hystérésis ;
- **l'adaptation :** après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc un comportement parfaitement élastique.

b) À une déformation contrôlée

Tandis que les essais effectués à une déformation contrôlée, on parle de durcissement cyclique si, au cours des cycles, le diagramme contrainte-déformation présente un intervalle de variation de contraintes qui croît et se stabilise et dans le cas si la contrainte décroît et se stabilise, il s'agit d'un adoucissement cyclique (Figure 2.3).

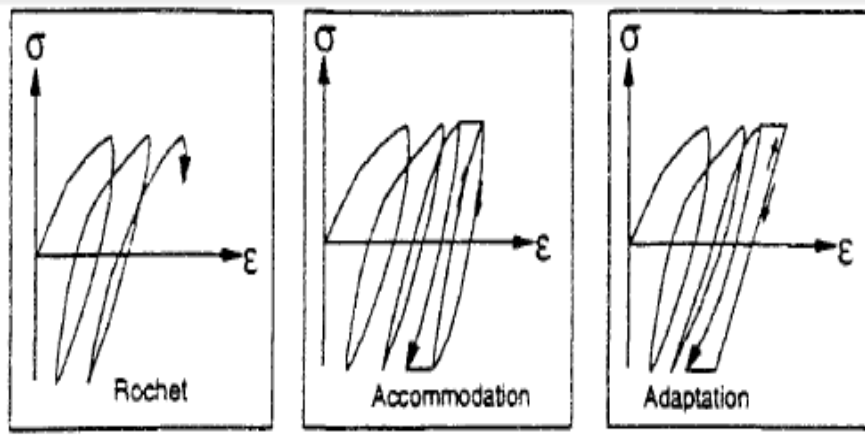


Figure 2.2 : Différents phénomènes cycliques observables dans les sables à contrainte imposée (Yahiaoui, 2008)

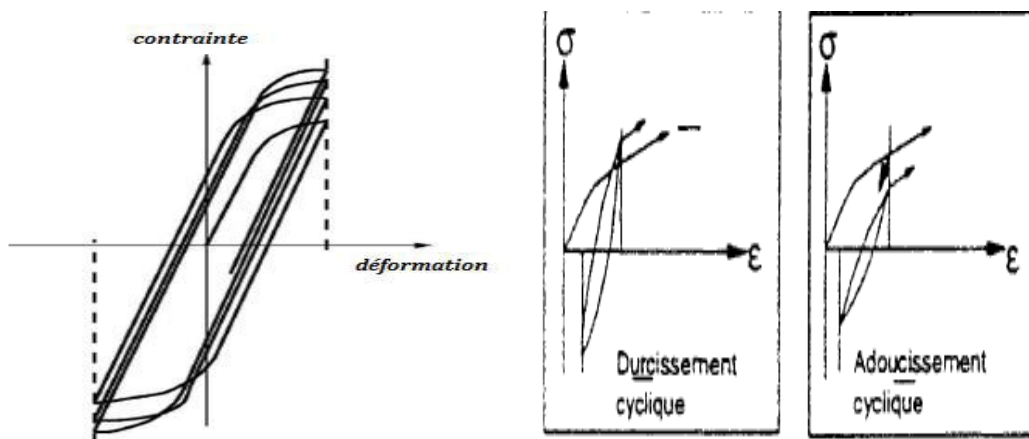


Figure 2.3: Essai cyclique à déformation imposée (Yahiaoui, 2008).

2. 3 Comportement mécanique du sol pour différents domaines des déformations

Le sol peut être un matériau de construction ou un support d'ouvrages. À partir du type de charge du domaine de déformation on peut voir leur comportement; un corps élastique, ou élasto-plastique ou plastique parfait, jusqu' à une rupture. D'après Hieu (2006) ,Tatsuoka et Shibuya (1991) ont montré que le comportement des différents types de géo matériaux quel que soit ;argile, sable, roche tendre, roche dure...peut être qualifié en fonction du niveau de déformation atteint. D'un point de vue quantitatif, tous les matériaux présentent les mêmes types de comportements successifs, « élastique », « élasto-plastique » jusqu'à la « rupture par cisaillement ». Toutefois, il existe d'importantes différences quantitatives du comportement rhéologique suivant le type de matériau, notamment les seuils de déformation délimitant chacun des domaines..

La forme expérimentale de la courbe contrainte-déformation du sol obtenue durant une sollicitation cyclique (charge et décharge) est représentée sur la Figure 2.4 .

La valeur de l'amplitude de déformation pour n'importe quel type de sollicitation cyclique semble être un bon paramètre de classification du comportement des sols. Quatre domaines de comportement des sols peuvent être identifiés (Di Benedetto ,1997) :

- le domaine des très petites déformations ou domaine linéaire
- le domaine des petites déformations ou domaine hystérétique stabilisé
- le domaine hystérétique non stabilisé ou des moyennes déformations
- le domaine des grandes déformations

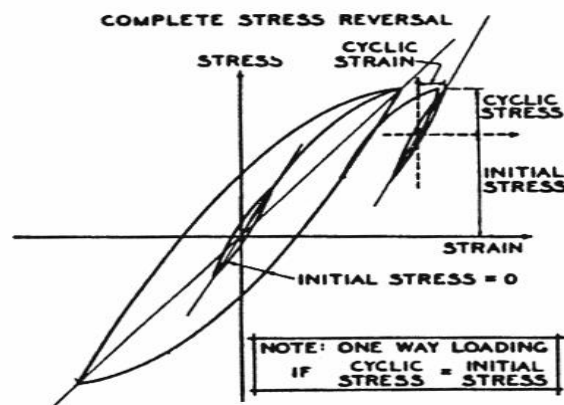


Figure 2.4 : Courbe de chargement cyclique (contrainte-déformation)

(Hardin et Drnevich, 1972).

2.3.1 Domaine linéaire

Pour des cycles d'amplitude inférieure à 10^{-5} autour d'un état contrainte-déformation donné, le comportement du sol peut être considéré comme élastique linéaire. Les paramètres du comportement sont ceux de l'élasticité linéaire. Toutefois, le comportement du sol n'est pas totalement élastique linéaire en raison d'un amortissement non nul. Cependant la valeur du coefficient d'amortissement est très faible. Si le sol est considéré comme isotrope, seulement deux valeurs sont exigées, les modules d'Young et de cisaillement. Les constantes d'élasticité de l'état contrainte-déformation du sol sont évidemment des caractéristiques physiques du sol. Toutefois, l'hypothèse d'isotropie est aussi une approximation pour des sols naturels.

2. 3.2 Domaine hystérétique stabilisé ou domaine des petites déformations

Le comportement du sol est hystérétique jusqu'à un niveau de déformation d'environ 10^{-4} . Les boucles des cycles contrainte-déformation sont en effet nettement plus ouvertes. Cependant, ces boucles se stabilisent, c'est-à-dire qu'elles adoptent la même forme quel que soit le nombre de cycles. Les modules d'Young et de cisaillement décroissent avec le niveau de déformation.

2.3.3 Domaine « hystérétique non stabilisé » ou domaine des moyennes déformations

Quand l'amplitude de déformation dépasse 10^{-4} , le phénomène non-linéaire devient de plus en plus important. On constate alors une accumulation de déformation volumique en conditions drainées et une augmentation de la pression interstitielle en conditions non drainées. C'est pour cette raison que la limite hystérétique est aussi appelée limite volumétrique. L'augmentation de la pression interstitielle peut alors mener à la liquéfaction, un phénomène très important en mécanique des sols au cours duquel le sol perd sa résistance de cisaillement.

2.3.4 Domaine des grandes déformations

Dans le domaine où l'amplitude de déformation ($\epsilon > 10^{-3}$), l'irréversibilité inélastique et l'effet visqueux deviennent prédominants. L'effet visqueux caractérisé par la vitesse de sollicitation peut jouer un rôle particulièrement pour les argiles molles. Seule l'approche incrémentale associée avec l'intégration étape par étape le long du chemin de sollicitation permet de décrire ces phénomènes variés. Les modules d'Young et de cisaillement sont très faibles par rapport à ceux du domaine des très petites déformations (Hieu , 2006) .

2.4 Comportement drainé et non drainé

2.4.1 Comportement drainé

Pour avoir un comportement drainé d'un sol, il est conditionné que l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes : elle est suffisamment lente compte tenu de la perméabilité du sol (en fait, de la valeur du coefficient de consolidation c_v du sol, et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante dans l'éprouvette ou dans le massif de sol et elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol.

Les surpressions interstitielles dont il est question ici sont celles qu'a provoquées l'application de la charge, en sus des pressions interstitielles existant en permanence dans le sol (distribution hydrostatique, écoulement permanent). En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé. Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables).

Les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement. Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées caractéristiques drainées. Elles sont représentatives du comportement du squelette solide.

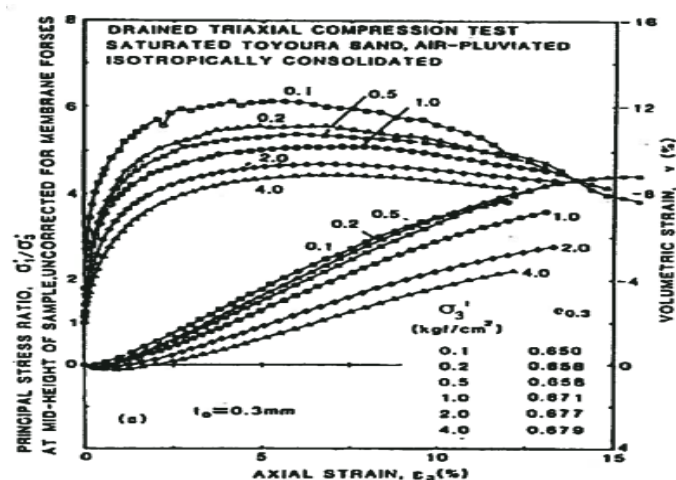


Figure 2.5 Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique vers déformation axiale (Fukushima et Tatsuoka, 1984).

2.4.2 Comportement non drainé

À l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin De drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée.

Dans les essais de laboratoire, on reproduit cette situation en interdisant l'écoulement de l'eau interstitielle hors de l'éprouvette, ce qui impose la constance du volume du sol, quand il est saturé. En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette. Les caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement non drainé sont dites elles traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et n'ont de signification que tant que la proportion de ces deux phases n'est pas modifiée, c'est-à-dire tant qu'il n'y a pas de drainage.

2.4.3 Relation avec la nature du sol

Il existe une certaine correspondance entre le comportement des sols et leur nature. En particulier, en se référant aux deux grands types de sols, pulvérulents ou grenus, d'une part, cohérents ou fins, d'autre part, on peut indiquer ce qui suit. Pour les sols pulvérulents ou grenus à forte perméabilité (galets, graviers, sables grossiers, etc.), quelles que soient les conditions d'application de l'effort, on observe toujours un comportement drainé. Pour les sols pulvérulents de faible perméabilité (sables fins) et pour les sols cohérents ou fins (sols limoneux, argileux, organiques), on peut observer l'un ou l'autre des deux comportements, suivant les conditions d'application de l'effort. Le comportement de ces sols en cas de sollicitation rapide est, en principe, non drainé, tandis que le comportement drainé ne peut être observé que dans des essais lents.

2.4.4 Détermination en laboratoire des caractéristiques drainées et non drainées

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol ou préparées spécialement à cette fin, dans le cas des matériaux de remblai ou des sols que l'on ne sait pas prélever à l'état intact.

Les conditions d'application des contraintes s'efforcent de reproduire le caractère drainé ou non drainé du comportement du sol en jouant sur deux facteurs :

-L'existence ou l'absence de possibilités de drainage, La vitesse de l'essai.

2.5 Comportement des sols cimentés

Pour les sols cimentés, il est reconnu depuis longtemps que la cimentation a une influence remarquable sur le comportement mécanique des sols. Dans le cas du sable cimenté, la microstructure, la densité et la contrainte sont les trois paramètres les plus importants pour contrôler la compressibilité, la contrainte-déformation et les propriétés de résistance du sable cimenté sous chargement monotone (Leroueil et Vaughan, 1990).

Des études antérieures Consoli et al.(2018b) ;Biswal et al.(2020) ;Jiang et al.(2020) ont montré que le comportement des sols cimentés est affecté par de nombreux facteurs, tels que la taille et la forme des particules, le type et la quantité de ciment, la porosité et la température et le temps de durcissement. Malgré son importance, le comportement cyclique du sol cimenté est complexe, en particulier en ce qui concerne l'effet des paramètres contrôlés.

2.5.1 Modèles de comportement des sols cimentés

La plupart des études sur les sols cimentés reposent sur des essais de laboratoire visant à élaborer des critères de rupture de type Mohr-Coulomb. Bien que les critères de rupture des sols cimentés ou injectés soient souvent débattus sur la base de résultats expérimentaux, les modèles de comportement complets restent relativement rares. Ces modèles sont des extensions directes des modèles de référence pour les sols, intégrant une composante de cohésion supplémentaire. Par exemple, Abdulla et Kioussis (1997) ont développé un modèle élastoplastique pour prédire le comportement macroscopique des sols cimentés en se basant sur les comportements des phases sable et ciment, ainsi que sur la pression d'eau dans les pores. Ils introduisent également le concept de l'endommagement progressif de la matrice cimentaire.

Dvorkin et al. (1991, 1994) ; Dvorkin et Yale (1997) ;Dvorkin (1996) et Elata et Dvorkin (1996) ont dérivé des équations analytiques pour les caractéristiques élastiques et élastoplastiques d'un milieu granulaire cimenté. Ils modélisent le milieu granulaire comme un arrangement aléatoire de sphères identiques.

En supposant que l'aire de contact cimenté est constante et indépendante de la pression de confinement, Dvorkin et al. (1991, 1994) démontrent notamment que la rigidité d'un matériau granulaire cimenté est nettement plus élevée que celle d'un assemblage granulaire régi par la loi de contact de Hertz, et elle ne dépend pas de la contrainte de confinement lorsque cette contrainte est faible.

Pour étudier la dépendance de l'élasticité par rapport à la charge de confinement, Elata et Dvorkin (1996) introduisent une variation de l'épaisseur de la zone intergranulaire sous une pression de confinement. Ensuite, Dvorkin (1996) et Dvorkin et Yale (1997) intègrent le comportement plastique de la phase de ciment pour décrire le comportement en grande déformation d'un assemblage granulaire cimenté. Tous ces modèles s'appliquent à des sols cimentés où les contacts granulaires cimentés restent petits devant la taille des grains, indiquant que la cimentation est très faible et se localise principalement aux points de contact. Par ailleurs, conformément à l'étude de (Vu, Q.H, 2008), on peut appréhender le comportement mécanique d'un sol cimenté sur une vaste plage de déformations en se fondant sur le comportement de ses constituants élémentaires.

Un sol cimenté se compose d'un squelette granulaire et d'un matériau jouant le rôle d'agent de cimentation, établissant des liaisons supplémentaires entre les grains. Ces liaisons contribuent à assurer une cohésion globale au matériau. On peut envisager un sol cimenté comme un matériau composite, comprenant : Le squelette granulaire initial, Une matrice de liant connectée ou non, Des pores résiduels non imprégnés par le coulis lors de l'injection.

2.6 paramètres influençant sur le comportement du sol cimenté sous sollicitations statiques

2.6.1 l'énergie du compactage sur la densité sèche.

Selon Nwaiwu et al. (2022), l'ajout de ciment au sol dans a entraîné une augmentation du poids unitaire sec maximum, quel que soit le compacteur utilisé.

Cette observation est en accord avec des recherches antérieures sur l'impact du ciment sur la densité sèche maximale des sols latéritiques (Prasad et Reddy, 2012 ; Ogundipe et Adekanmi, 2019). La variation du poids unitaire maximum sec en fonction de la teneur en ciment, sans délai de compactage, est illustrée dans la Figure 2.6.

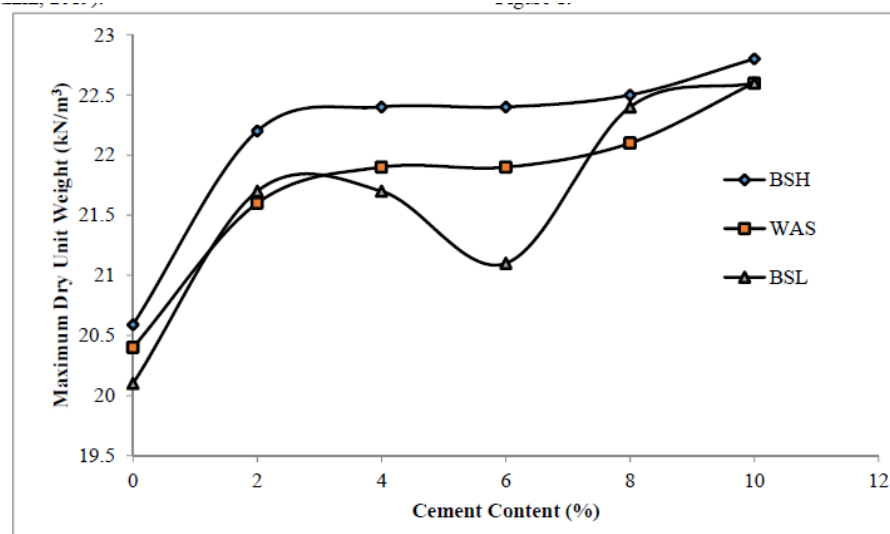


Figure 2.6: Variation du poids volumique sec maximal avec la teneur en ciment pour toutes les énergies de compactage (Nwaiwuet al. 2022).

2.6.2 L'effet du ciment sur CBR pour différent énergie de compactage.

Les résultats obtenus, par Nwaiwu et al. (2022), ont montré qu'une diminution du CBR avec l'augmentation de la teneur en ciment pour les deux niveaux d'efforts de compactage (BSL et BSH), comme le montre la Figure 2.7. Pour l'énergie de compactage BSH, le CBR a diminué de 84 % à 64 % lorsque la teneur en ciment a été portée à 10 %, tandis que pour l'effort de compactage BSL, le CBR est passé de 74 % à 52 %. Cette constatation va à l'encontre des résultats antérieurs portant sur l'effet du ciment sur le CBR des sols latéritiques (Bhatta, 2010 ; Rachid et al., 2013 ; Prasad et Reddy, 2012 ; Ogundipe et Adekanmi, 2019).

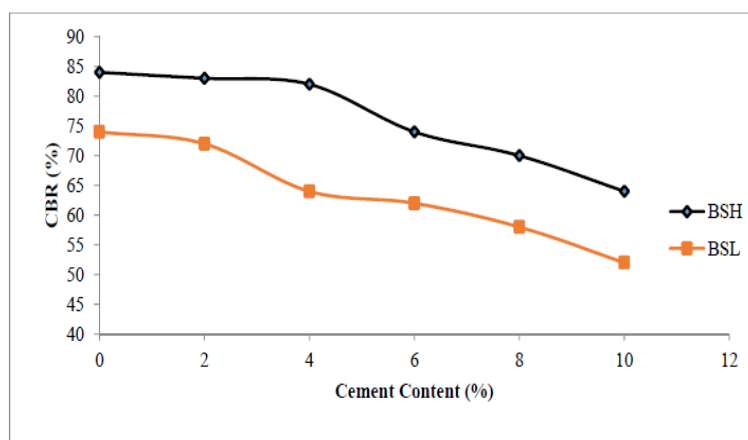


Figure 2.7: Variation du CBR avec la teneur en ciment pour toutes les énergies de compactage. (Nwaiwuet al. 2022).

2.6.3. Effet du retard de compactage sur le CBR

À travers tous les niveaux d'efforts de compactage appliqués, Nwaiwuet al. (2022) ont constaté une diminution de la valeur CBR du sol avec l'augmentation de la teneur en ciment et le retard dans le compactage. Pour l'énergie de compactage BSH, la valeur CBR la plus basse a été observée à une teneur en ciment de 10 % avec un retard de 3 heures dans le compactage, où le CBR est passé de 84 % à 24 %. Une tendance similaire a été observée pour l'énergie de compactage BSL, avec une réduction du CBR de 74 % à 17 %, comme illustré dans la figure 2.8.

La diminution du CBR avec le retard de compactage est en accord avec des études antérieures, tandis que la réduction du CBR avec la présence de ciment ne l'est pas (Okonkwo, 2009 ; Bello, 2011 ; Mujedu et al., 2016).

Ce comportement particulier a été attribué à un temps de prise très lent et à une réaction inhabituelle du ciment avec les minéraux argileux présents dans le sol.

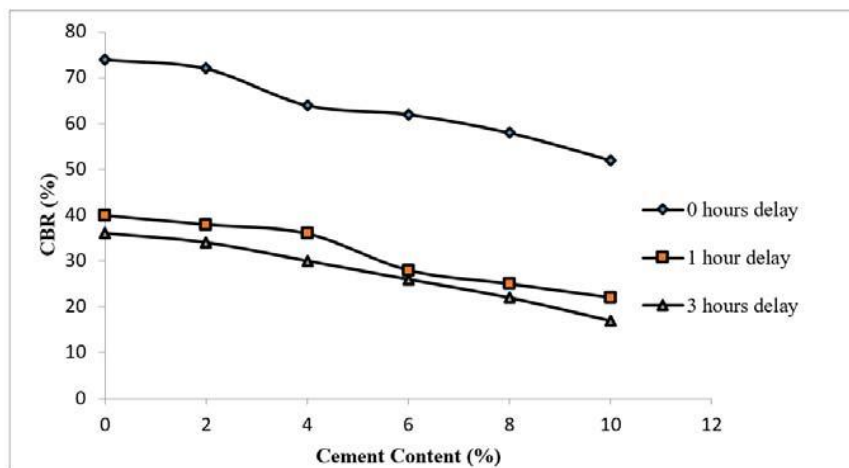


Figure 2.8 : Effet du retard de compactage sur le CBR des graviers latéritiques stabilisés au ciment à effort de compactage BSL (Nwaiwuet al. 2022).

2.6.4 Influence du type de ciment sur la résistance en fonction du sol rencontré

L'étude du comportement mécanique des sols traités aux liants constitue un domaine de recherche vaste et complexe. Les liants les plus fréquemment utilisés pour le traitement des sols sont la chaux et le ciment. En plus de ces liants traditionnels, des produits industriels tels que les cendres volantes ou le laitier de haut fourneau sont également utilisés en raison de leur propension à favoriser une réaction pouzzolanique (Kitazume 2005).

Kitazume, (2005) mentionne que ces liants sont souvent utilisés en mélange avec du ciment, parfois spécifiquement développés pour le traitement des sols. En fonction du type de sol rencontré, un liant peut se révéler plus efficace qu'un autre (Fabien, 2011).

Une étude réalisée par Kawasaki et al. (1981) sur des sols japonais provenant de la baie de Tokyo et de l'île de Kyushu, illustrée dans les figures 2.9(a) et 2.9(b), montre des résultats significatifs.

La Figure 2.9 (a) présente les résultats pour des mélanges avec un ciment Portland ordinaire et un ciment au laitier sur un sol japonais de la baie de Tokyo (Sables marins), tandis que la Figure 2.9 (b) montre des résultats avec les mêmes ciments traitant un sol de l'île de Kyushu (Sols volcanique). Ces résultats indiquent clairement que, dans un cas, le ciment Portland ordinaire est plus efficace que dans l'autre, où c'est le ciment au laitier qui se révèle plus performant (Kawasaki et al. 1981).

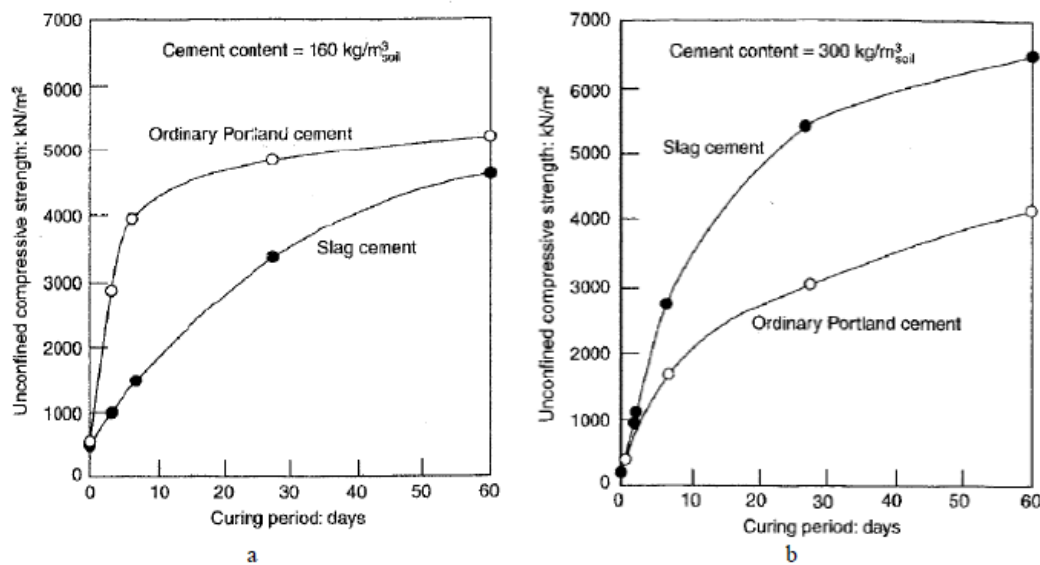


Figure 2.9 : Influence du type de ciment sur la résistance en fonction du sol rencontré (Kawasaki et al. 1981).

De plus Haeri, (2006) ; Ismail et al. (2002) ont examiné l'impact du type de ciment sur le comportement mécanique d'un sol sableux fin cimenté. Ils ont utilisé la résistance à la compression non confinée comme mesure des liaisons de cimentation. Les résultats ont montré que le type de ciment a une influence significative sur le comportement au cisaillement du sol cimenté. Le ciment Portland a été identifié comme l'agent de cimentation le plus ductile, induisant également la résistance maximale au cisaillement dans le sol.

2.6.5L'effet de la granulométrie sur la résistance à la compression

Dans le domaine spécifique de la résistance à la compression, la granulométrie peut exercer une influence sur les performances mécaniques des matériaux. Des recherches ont été menées pour évaluer l'impact de la granulométrie sur la résistance à la compression des matériaux.

Par exemple, une étude conduite par Li et al. (2020) a exploré l'effet de différentes distributions granulométriques sur la résistance à la compression des mélanges de sable.

Les conclusions de cette recherche ont révélé que les mélanges de sable présentant une granulométrie équilibrée, caractérisée par une répartition adéquate des différentes tailles de particules, manifestaient une résistance à la compression supérieure par rapport à ceux affichant une distribution granulométrique moins homogène. De manière similaire, une étude réalisée par Wang et al. (2018) a examiné l'influence de différentes tailles de particules de sable sur la résistance à la compression. Les résultats ont indiqué que les mélanges de sable dotés de particules de tailles spécifiques présentaient une résistance à la compression optimale, tandis que des variations significatives dans la distribution granulométrique pouvaient entraîner une réduction de la résistance à la compression. Les constatations de Zhang et al. (2018) ont également souligné l'impact significatif de la granulométrie du sable sur la résistance à la compression, montrant que les mélanges de sable caractérisés par une granulométrie plus fine tendaient à exhiber une résistance à la compression plus élevée que ceux ayant une granulométrie plus grossière.

Cloughet al. (1981) ont souligné l'importance de la gradation dans le comportement mécanique du sol cimenté. On prévoit que le comportement mécanique du sol sableux cimenté avec du gravier sera différent, à certains égards, de celui du sol fin cimenté.

2.6.6Influence de la teneur en ciment et le temps de durcissement sur la résistance.

L'incorporation de ciment dans le sol altère les propriétés et la structure de ce dernier. La résistance à la compression des mélanges sol-ciment augmente avec le temps de durcissement. Dans le cas des sols présentant des propriétés physiques similaires, des différences significatives peuvent être observées dans les propriétés chimiques, pouvant entraîner des variations marquées de résistance à la compression lorsqu'ils sont stabilisés avec différentes

quantités de ciment. Par conséquent, l'interaction entre le ciment et les constituants chimiques du sol peut avoir un impact majeur sur la résistance à la compression des mélanges de sol. Sabbaqzade et al. (2021) ont réalisé une série d'essais de compression non confinés (UCS) sur du sable stabilisé au ciment (0 %, 4 %, 8 % et 12 % de ciment à 0, 7 et 28 jours de durcissement). Leurs conclusions indiquent que l'augmentation du taux de ciment de 0 % à 12 % améliore la résistance à la compression de l'UCS, corroborant les observations antérieures de Bazazorde (2018). D'autres études ont également démontré que le module d'élasticité et la rigidité du sable augmentent avec l'augmentation de la teneur en ciment, comme souligné par Janalizadeh et al. (2017), Haeri et al. (2006). De plus, ces travaux ont conclu que la cimentation accroît la rigidité et la fragilité du sol. En outre, Forcelini et al. (2016) ont constaté qu'une augmentation de la teneur en ciment induit une hausse du module d'Young et une diminution de l'indice des vides.

Une compréhension approfondie de l'interaction entre le sol et le ciment serait cruciale pour élucider les mécanismes de développement de la résistance dans les mélanges sol-ciment. Bien que la conception du sol-ciment soit généralement basée sur la durabilité ou la résistance après 7 jours de durcissement, il est reconnu que la résistance augmente avec l'âge, offrant probablement une marge de sécurité dans la conception. Certains mélanges sol-ciment développent cependant une résistance de plus de trois fois la force originale après 7 jours, suite à un durcissement prolongé.

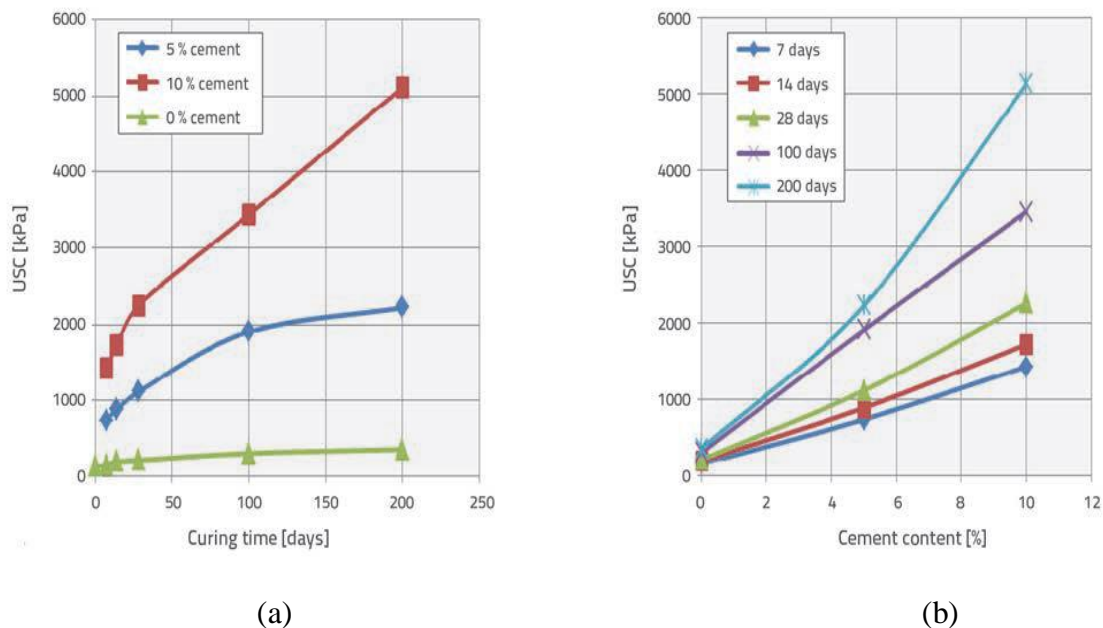
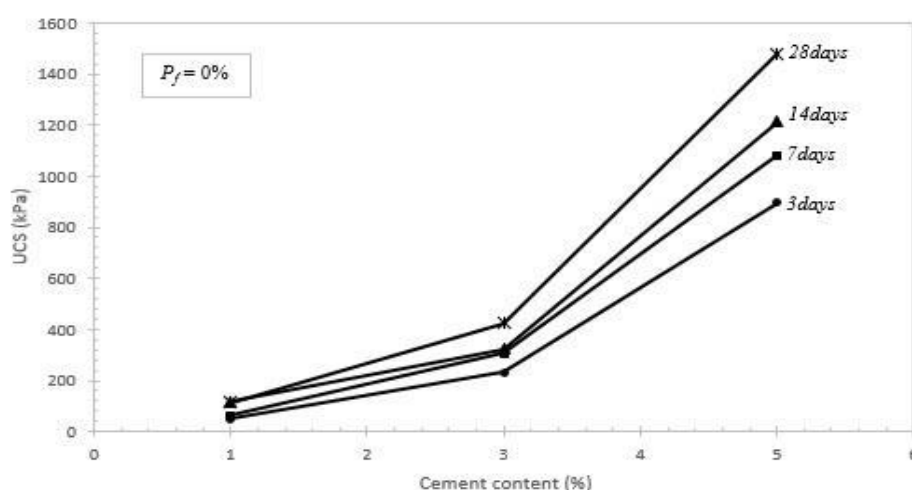


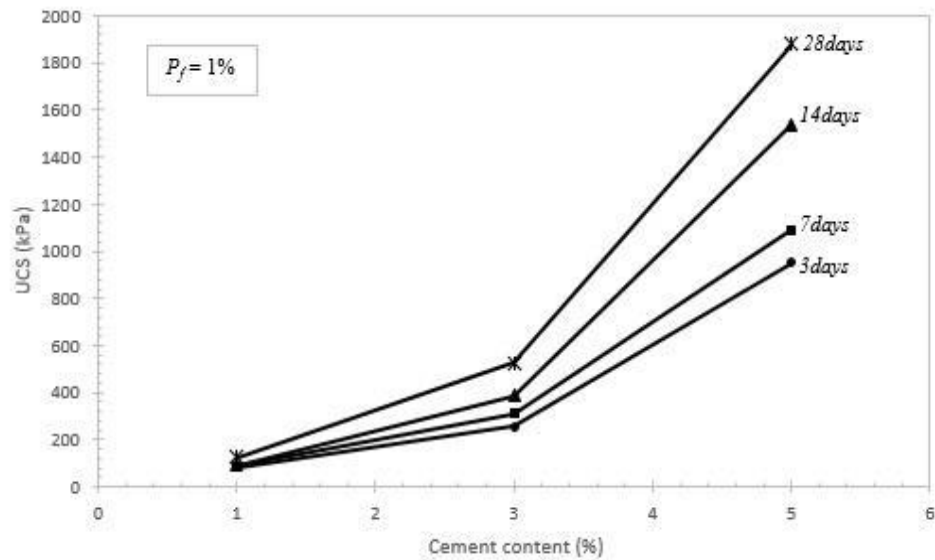
Figure 2.10 Evolution de la résistance à la compression non confinée (a) différentes teneurs en ciment (b) différents temps de durcissement (Uddin et al. 1997) .

Les relations entre l'UCS et le temps de durcissement sont présentées dans la Figures 2.11 pour les échantillons améliorés par le ciment seul et ceux améliorés par des fibres de pneu. Les effets de la teneur en ciment, de la présence de fibres de pneu, et des périodes de durcissement sont clairement illustrés dans la figures 2.11(a) et (b) des deux Figures, à mesure que la quantité de ciment augmente et que les périodes de durcissement s'étendent de 3 à 28 jours. Cependant, il est important de noter que les valeurs de l'UCS pour les échantillons traités et durcis à trois jours étaient inférieures à celles des échantillons durcis à 28 jours.

Les valeurs de l'UCS pour les échantillons cimentés (avec des teneurs en ciment de 1%, 3%, et 5%) sans fibres de pneumatique durcis en trois jours se situaient entre 50,78 et 895,45 kPa. De plus, une observation intéressante était que l'augmentation de la teneur en fibres de pneu de 0% à 1% conduisait à des valeurs d'UCS plus élevées pour les échantillons traités (avec des teneurs en ciment de 1%, 3%, et 5%) guéris au bout de 3 jours, avec des valeurs de 83,36 et 952,03 kPa, respectivement. Les résultats des essais UCS indiquent une augmentation graduelle de la résistance à la compression non confinée (UCS) pour les échantillons traités au ciment et renforcés par des fibres de pneu, avec cette augmentation s'étendant de 15% à 122% entre l'UCS à 3 jours et celui à 28 jours. Cette progression découle de la réaction entre les particules du sol et celles du ciment au cours du durcissement, renforçant ainsi la rigidité du sol traité. Des travaux antérieurs (Chang et Woods, 1992) ont démontré que la diminution de la porosité favorise une densification du sol traité au ciment, conduisant à une augmentation des contacts inter particulaires et, par conséquent, à une résistance accrue.



(a)



(b)

Figure 2.11: Effet du ciment et périodes de durcissement sur l'UCS : (a) sans fibres de pneumatique ; (b) avec 1 % de fibres de pneu (Bazazorde, 2018).

Vranna et al. (2020) ont conclu que l'augmentation de la durée de durcissement entraîne une augmentation de la résistance à la compression non confinée (UCS) du sable cimenté. Après 30 jours de durcissement, les UCS étaient 20 % et 60 % supérieurs à ceux obtenus après 7 jours, pour des teneurs en ciment (C) de 3 % et 5 % respectivement. Pour un temps de durcissement de 365 jours et C = 3 %, l'UCS était 6 fois supérieure à celle obtenue après 7 jours.

Plusieurs études, menées par des chercheurs tels que (Szymkiewicz, 2011; Topolnicki, 2004 ; Ganne, 2010) indiquent que dans des sols argileux et limoneux, la résistance à 28 jours (RC28) est généralement de 1,4 à 1,5 fois la résistance à sept jours (RC7), tandis que pour les sables, elle est d'environ 1,5 à 2 fois RC7. Généralement, la résistance à 28 jours est utilisée dans la conception des ouvrages plutôt que la résistance ultime du matériau. On peut anticiper une résistance à 60 jours (RC60) une fois et demi plus grande que la RC28, et des résistances encore plus élevées, comme démontré par Bruce (2001) et Ikegami (2005) sur des sols traités, pouvant maintenir une résistance deux fois supérieure à la RC90, même 20 ans après la réalisation.

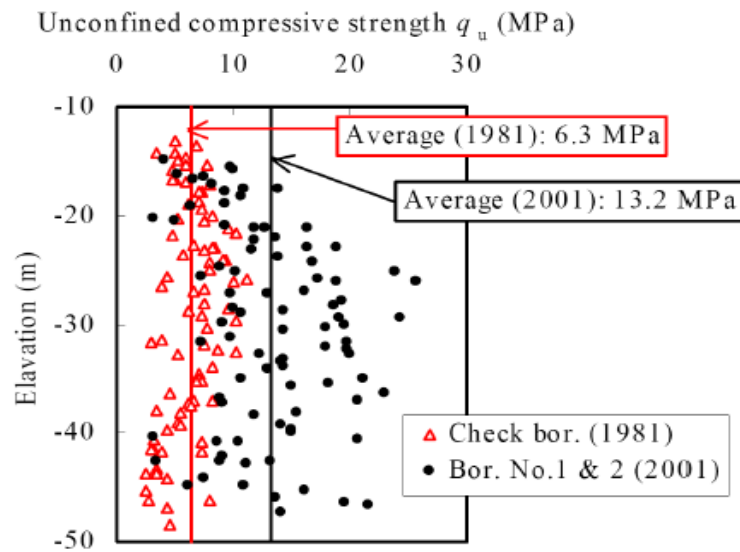


Figure 2.12 : Comparaison de la résistance à 3 mois RC_{90} et de la résistance à 20 ans (Ikegami et al. 2005)

2.6.7 Évolution de la résistance des mélanges sédimentaires au fil du temps de durcissement

La résistance à la compression non confinée après 28 jours de traitement (UCS_{28}) a été utilisée par Horpibulsuk et al. (2011) comme référence pour normaliser les gains de résistance observés à d'autres moments de durcissement, exprimés en termes de UCS_d/UCS_{28} . UCS_d représente la résistance à la compression non confinée acquise après jours de durcissement.

La Figure 2.10 illustre la relation entre la résistance à la compression non confinée (UCS_d) de mélanges sédimentaires à 7, 14, 60, 90 et 120 jours de durcissement par rapport à leurs valeurs UCS à 28 jours (UCS_{28}). Les corrélations entre UCS_d pour chaque valeur de d et UCS_{28} sont représentées par des corrélations linéaires sur le graphique. La pente de chaque corrélation linéaire reflète le pourcentage prévu de résistance développée après un certain nombre de jours de durcissement par rapport à la résistance développée après 28 jours. Par exemple, après 7 jours de durcissement, on s'attend à ce qu'un échantillon ait développé environ 36% ($UCS_7 = 0,36UCS_{28}$) de la force qu'il développera après 28 jours. De même, après 14, 60, 90 et 120 jours de durcissement, les échantillons devraient développer environ 82%, 126%, 152% et 174% de leur résistance correspondante à 28 jours (UCS_{28}).

Cette approche offre une perspective temporelle significative sur le développement de la résistance des mélanges sédimentaires, permettant une évaluation plus approfondie de leur comportement à différentes étapes du processus de durcissement.

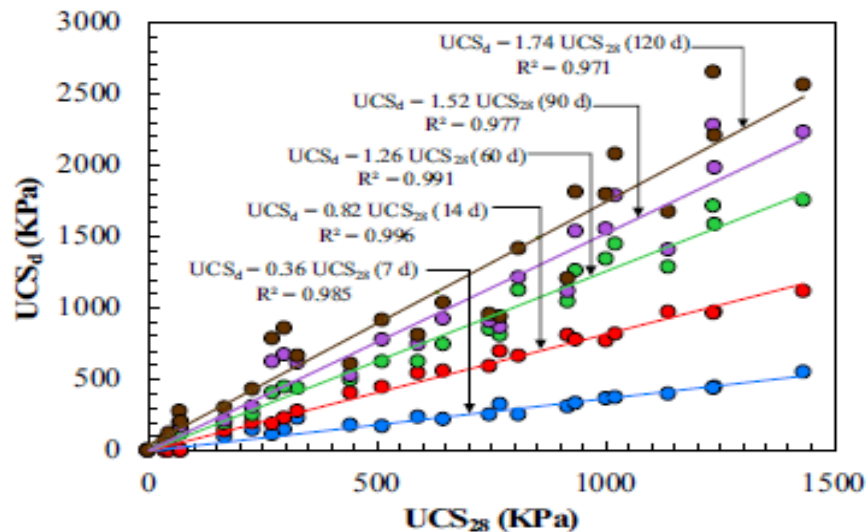


Figure 2.13 : Relation entre UCS_d and UCS_{28} (Chompoorat et al. (2021))

De plus, selon les recherches de Kutanaei et Choobbasti (2017), la résistance à la compression non confinée augmente avec le temps de durcissement. Cette observation pourrait s'expliquer par l'élimination progressive des microfissures dans une partie des échantillons et par le développement continu de l'hydratation à mesure que les échantillons vieillissent. Ainsi, l'utilisation combinée de ciment et de fibres de ciment offre une amélioration substantielle de la résistance du sol, avec des implications importantes pour diverses applications de génie civil.

Chompoorat et al. (2016) ont observé, conformément aux attentes, une augmentation notable de la résistance à la compression non confinée (UCS) et du module d'Young à 50 % de la résistance (E_{50}), dérivés des essais de compression non confinée, en fonction du temps de durcissement. Cette progression est clairement démontrée dans les Figure 2.14 et 2.15 respectivement. Les valeurs de l'UCS et de l' E_{50} ont enregistré une croissance significative au cours des 28 premiers jours, principalement en raison de la réaction d'hydratation qui a conduit au durcissement du sol mélangé au ciment. En outre, l'UCS et l' E_{50} ont également témoigné d'une augmentation proportionnelle à la teneur croissante en ciment, une tendance pouvant être simplifiée sous forme de fonction logarithmique en corrélation avec le temps de durcissement.

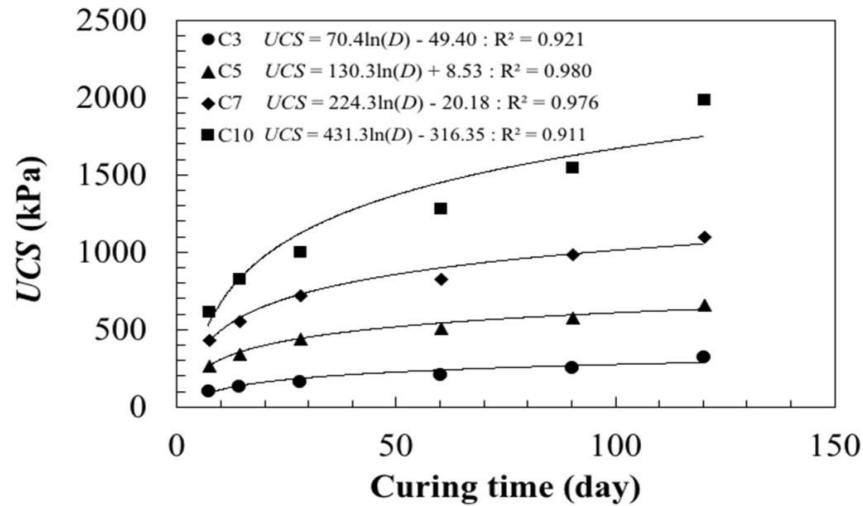


Figure 2.14 : Développement de la résistance avec le temps d'un sol sédimentaire stabilisé par du ciment (Chompoorat et al. (2019).

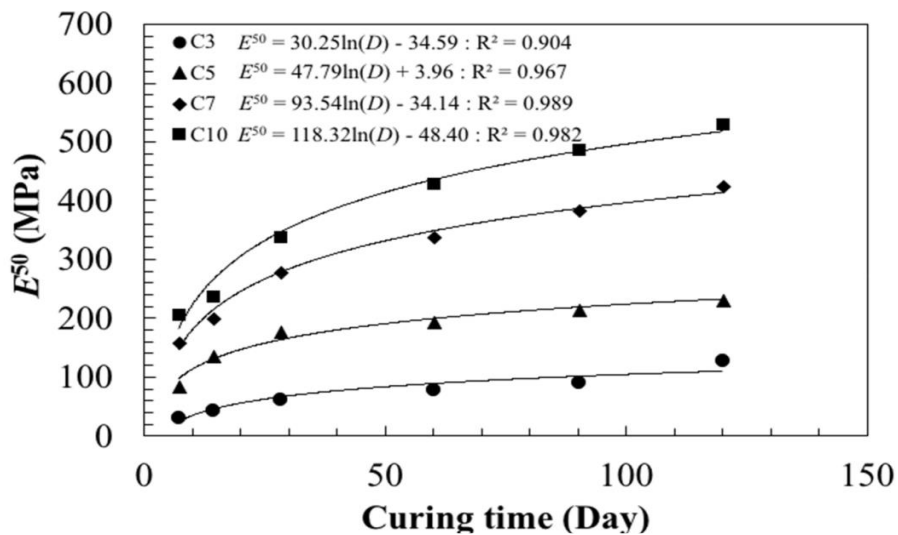


Figure 2.15 : Evolution avec le temps d'un sol sédimentaire stabilisé par du ciment(Chompoorat et al. 2019).

2.6.8 Influence du dosage en ciment sur la teneur en eau

Chew et al. (2004), ont démontré que la teneur en eau du matériau diminue. Cette diminution est attribuable en partie au dégagement de chaleur et à la formation de CSH (silicate de calcium hydraté) et de CASH (aluminosilicate de calcium hydraté). Ces processus perdurent jusqu'à la fin des réactions pouzzolaniques.

Il est cependant notable que la diminution de la teneur en eau se manifeste surtout au cours des sept premiers jours de cure, coïncidant avec la phase d'hydratation initiale du ciment .

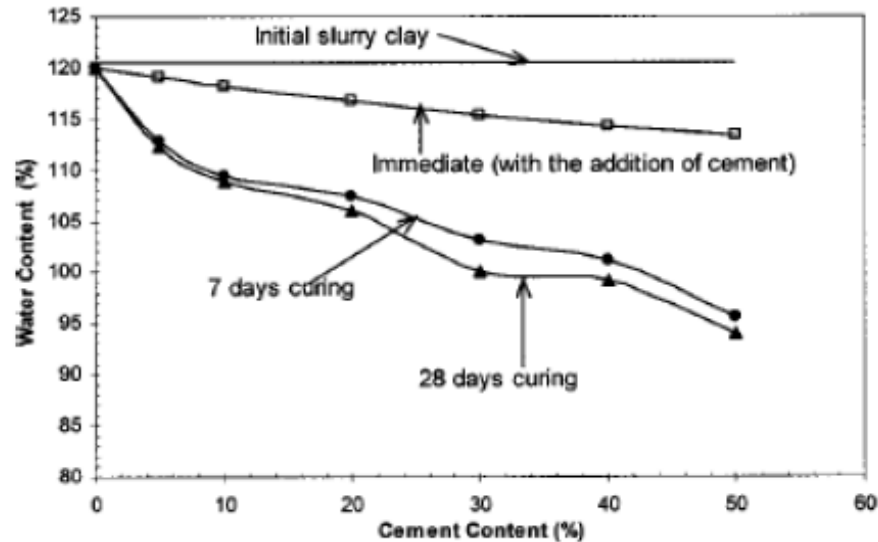


Figure 2.16 : Influence du dosage en ciment sur la teneur en eau du matériau après 7 et 28 jours de cure (Chew et al. 2004).

2.6.9 Influence du dosage en ciment sur la taille des pores

Dans le même contexte, diverses études ont examiné les propriétés mécaniques des sols stabilisés en utilisant différents liants. Une de ces études menées par Chew et al. (2004) a souligné que l'ajout de chaux, et dans une moindre mesure de ciment, au sol provoque un dégagement de chaleur. Ce phénomène s'accompagne d'un échange de cations, induisant la floculation des grains, un processus qui accroît la taille des pores. La floculation devient plus prononcée à mesure que la quantité de ciment ou de chaux ajoutée augmente, conduisant à une augmentation de la taille des pores, comme illustré dans la Figure 2.17.

L'étude a également noté l'influence du temps de durcissement sur les tailles des pores. Après 7 et 28 jours de durcissement, une diminution de la taille des pores a été observée. Cette diminution peut s'expliquer par le fait que la floculation est suivie des réactions pouzzoloniques, générant des produits tels que CSH (silicate de calcium hydraté) et CASH (aluminosilicate de calcium hydraté), qui viennent remplir ces pores .

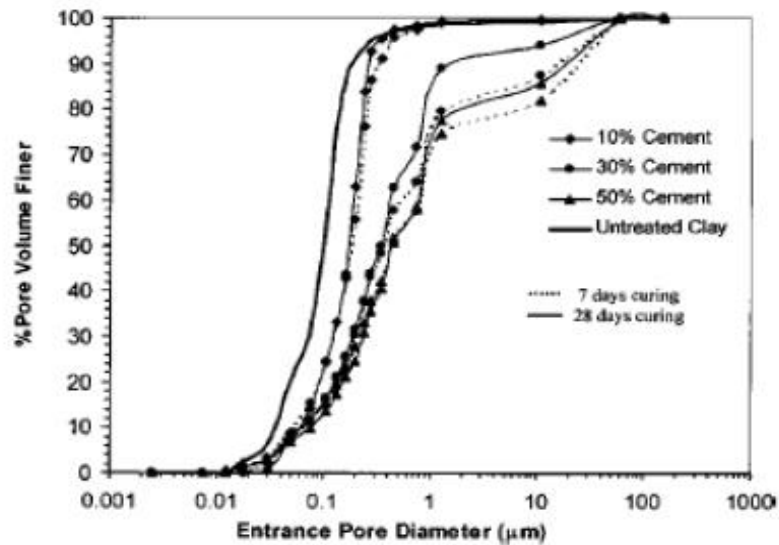


Figure 2.17 : Influence du dosage en ciment sur la taille des pores (Chew et al. 2004).

2.6.10 Effet du temps de cure sur la distribution des pores

Suksun et al. (2010), qui a porté sur des échantillons compactés avec 10 % de ciment sous l'énergie Proctor modifiée pendant différents temps de durcissement afin d'analyser l'influence du temps de cure sur la distribution de la taille des pores, ils ont observé que pendant la phase de stabilisation, le volume des pores dilatés (supérieurs à 0,1 µm) augmente en raison de l'ajout de particules plus grossières (particules de ciment non hydratées), tandis que le volume des petits pores (inférieurs à 0,1 µm) diminue en raison de la solidification du gel de ciment (ciment hydraté). Au fil du temps, les grands pores se remplissent avec les produits de ciment, entraînant une augmentation du petit volume de pores et une diminution du volume total des pores. Cette évolution contribue au renforcement progressif du sol au fil du temps.

2.6.11 L'influence de la surcharge sur la résistance à la compression

Pour évaluer l'influence de la surcharge sur la résistance à la compression, des essais de compression non confinée ont été réalisés sur un sol stabilisé au ciment, en maintenant constant le dosage du liant et en appliquant trois niveaux de surcharge : 0 kPa, 6 kPa et 18 kPa, comme indiqué par Peteris et al. (2014). Les résultats ont révélé une augmentation significative de la résistance à la compression (UCS) pour une surcharge de 18 kPa.

Les chercheurs ont conclu qu'un effet notable de la surcharge était observé dans la première phase de stabilisation, comme illustré en détail dans la Figure 2.18.

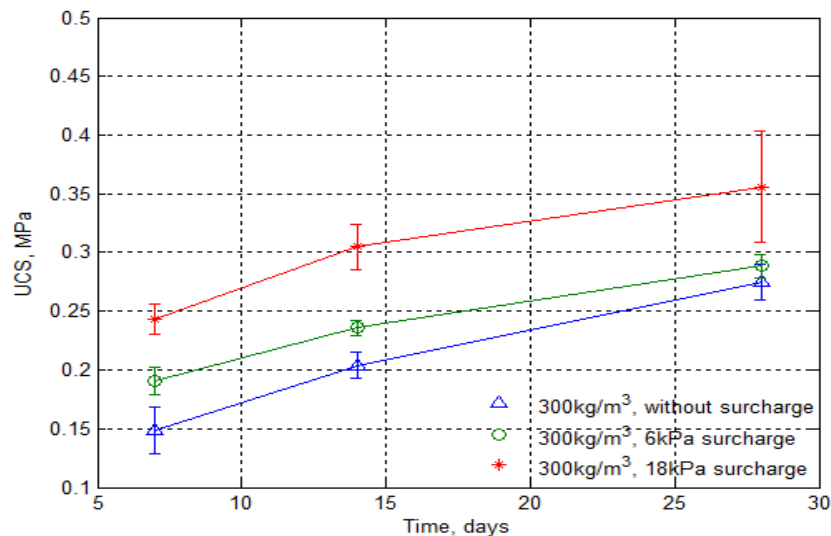


Figure 2.18 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps pour différents surcharges et avec une dose de 300 kg / m³.(Peteris et al. 2014) .

2.6.12 L'effet de la matière organique sur la résistance

D'après les résultats de l'étude de Sherwood, (1993), la présence de matières organiques, de sulfates, de sulfures et de dioxyde de carbone dans les sols stabilisés peut contribuer à une résistance indésirable des matériaux stabilisés.

Dans de nombreux cas, les couches supérieures de la plupart des sols renferment une quantité significative de matières organiques. Toutefois, dans les sols bien drainés, la matière organique peut s'étendre jusqu'à une profondeur de 1,5 mètre. Les matières organiques du sol réagissent avec les produits d'hydratation, tels que l'hydroxyde de calcium (Ca(OH)₂), entraînant une diminution du pH. Ce pH bas peut retarder les processus d'hydratation et influencer le durcissement des sols stabilisés, rendant ainsi la compaction difficile.

2.6.13 La relation entre le module de déformation E₅₀ et la résistance

La relation entre le module de déformation E₅₀ (qui est le module à 50 % de la charge maximale appliquée) et la résistance est également variable. L'étude de Topolnicki (2004) a montré que E₅₀ se situe entre 50 et 300 fois la résistance en compression (RC) pour des

éprouvettes dont la résistance est inférieure à 2 MPa, et entre 300 et 1000 fois la RC pour des résistances plus élevées. En revanche, Kawasaki et al. (1981) proposent une plage plus élevée, comprise entre 350 et 1000 fois la RC. Cependant, des études réalisées par Ganne et al. (2010) et Jegandan et al. (2010) sur des sols traités, allant de l'argile au sable, ont cherché à établir la relation entre la rigidité du matériau Et la résistance à la compression.

Les résultats de ces études indiquent que la rigidité du sol semble évoluer de manière linéaire avec la RC jusqu'à une certaine résistance, au-delà de laquelle la rigidité ne varie plus significativement (elle atteint un palier), quel que soit le niveau de RC obtenu.

Dans l'étude de Chompoorat et al. (2021), les valeurs E50 des échantillons de sédiments non traités n'ont pu être rapportées en raison d'échecs lors de la phase de pré-imprégnation. Les valeurs E50, en relation avec la résistance à la compression non confinée (UCS), sont présentées à la Figure 2.19.

Les résultats suggèrent une relation linéaire $E_{50} = 330UCS$, avec des valeurs E50 individuelles se situant environ entre 250 et 400 fois supérieures à leurs valeurs UCS correspondantes pour une composition matérielle identique. En comparaison avec des études antérieures, les résultats de cette recherche indiquent des facteurs significativement différents.

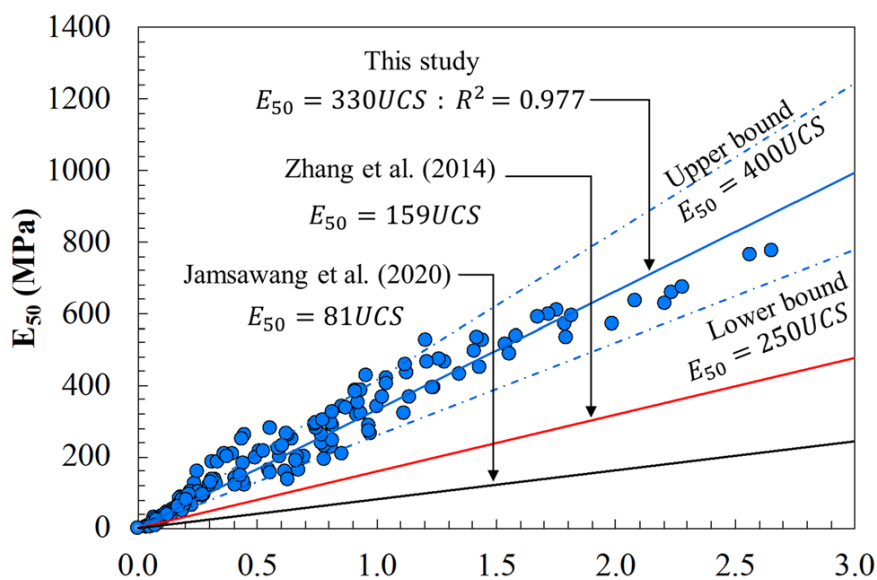


Figure 2.19 : Relation entre E_{50} et UCS .

2.6.14 Influence des conditions hydriques lors de la cure

Les conditions hydriques peuvent également jouer un rôle dans l'influence des propriétés mécaniques du sol. Guimond-Barrett et al. (2011) ont démontré que le processus de cure à l'air libre, comparé à une cure endogène, entraîne des résistances moins élevées pour un sol sableux et des résistances plus élevées pour un sol limoneux.

Cette observation peut s'expliquer par le fait que le séchage entraîne une hydratation incomplète du ciment, conduisant ainsi à une résistance moindre dans un sol granulaire, tandis qu'il engendre artificiellement une augmentation de la résistance pour un sol cohérent.

2.6.15 Influence de la température sur la résistance

Une température élevée favorise une résistance accrue par rapport à une température plus basse. Cela s'explique par le fait qu'une température plus faible a tendance à ralentir le processus de prise du matériau.

Selon Kido et al. (2009), les résultats varient considérablement en fonction du type de liants utilisés. À des températures inférieures à 0°C, il est admis que le processus de prise ne se déclenche pas. C'est pourquoi il est recommandé de protéger le sol-ciment du gel. De plus, selon l'étude de Clare et al. (1954), la résistance après 7 jours change d'environ 2,5% pour chaque variation d'un degré autour de 25°C.

L'augmentation de la température de cure en laboratoire peut être bénéfique pour évaluer la résistance à long terme d'un sol traité de manière rapide. Dans le même contexte, Hirabayashi et al. (2009) ainsi que Kitazume et Nishimura (2009) démontrent qu'il est possible d'atteindre la résistance à la compression à 28 jours (RC28) à 20°C en seulement 3,8 jours à 40°C.

2.6.16 La Relation de la déformation à la rupture et la résistance

(Jegandan et al. 2010) ont observé que, dans le cas de sols sableux, la déformation à la rupture augmente de manière significative avec la résistance, particulièrement pour des résistances à la compression (RC) supérieures à 5 MPa, montrant une dispersion plus marquée des résultats (Figure 2.20).

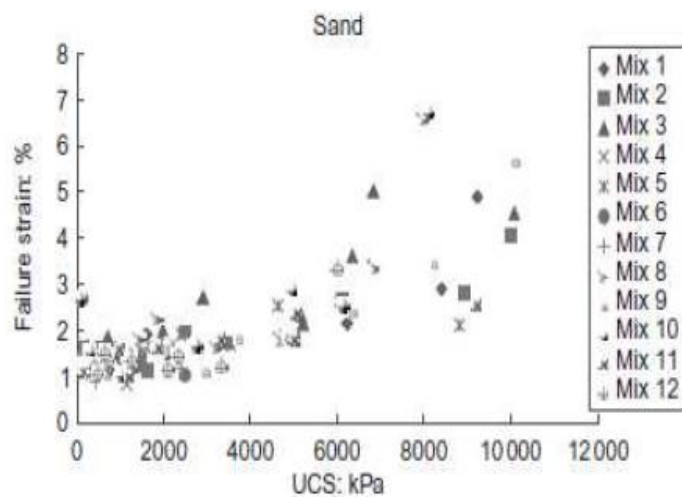


Figure 2.20 : Relation déformation à la rupture – résistance sur des matériaux sableux (Jegandan et al. 2010) .

2.7 Comportement mécanique du sol sous sollicitations cycliques

Plusieurs études se sont penchées sur le comportement cyclique des sols, indépendamment de leur type. Selon Venda Oliveir et al. (2017) ainsi que Paulo J et al. (2018), une recherche a été menée sur l'impact de la charge cyclique sur le comportement des sols chimiquement stabilisés au ciment Portland, qu'ils soient renforcés ou non par des fibres de polypropylène. Les résultats des essais de compression axiale cyclique sur ces sols stabilisés au ciment ont révélé une augmentation de la résistance non confinée avec le nombre de cycles de charge. Cette augmentation était plus marquée au début de la phase cyclique, suivie d'une diminution progressive du taux de résistance.

Des travaux similaires ont été publiés sur le comportement cyclique des sols chimiquement stabilisés au ciment sans renforcement. Bien que peu nombreux, les travaux de Viana da Fonseca A, et al. (2013) ont indiqué que l'accroissement du nombre de cycles de charge favorisait une dégradation progressive des liaisons de cimentation, entraînant des déformations permanentes accumulées, une réduction de la rigidité et une diminution de la limite d'élasticité. De plus Vranna et al. (2020) ont montré que même pour une faible teneur en ciment ($C\% = 1$) améliorait le comportement du sable cimenté par rapport aux échantillons non cimentés.

De plus, les échantillons à faible teneur en ciment semblaient mieux résister à un nombre significativement plus élevé de cycles de chargement par rapport aux échantillons non cimentés.

Des études antérieures, telles que celles de Gauchan (1984) sur la liquéfaction des sols de Chao Phaya, et de Nutalaya et al. (1985) sur la sismicité en Thaïlande, ont jeté les bases pour évaluer les risques sismiques. Teachavorasinskun et al. (2009) ont examiné les failles actives dans le nord de la Thaïlande, tandis que Seng (2008) a réalisé des tests d'ondes de surface dans toute la Thaïlande. Malgré ces données sismiques, il existe une lacune dans la compréhension du comportement sismique du sol, en particulier dans la région de Chiang Mai. Cette étude vise à caractériser les propriétés dynamiques du sable de Chiang Mai en termes de module de cisaillement et de rapport d'amortissement, en utilisant un dispositif de cisaillement simple direct.

La contrainte de cisaillement cyclique générée dans le sol lors d'un tremblement de terre résulte de la propagation ascendante des ondes de cisaillement. Souvent, la contrainte verticale sur l'élément du sol reste constante tandis que la contrainte de cisaillement cyclique est imposée en sens inverse à de nombreuses reprises. Ainsi, un essai de cisaillement monotone et cyclique a été réalisé sur un échantillon saturé sous une contrainte verticale constante.

La préparation de l'échantillon a suivi la technique de dépôt sec pour assurer une uniformité, selon Ishihara (1993). Dix-huit échantillons ont été testés à différentes contraintes verticales (σ_{v0}), amplitudes de déformation de cisaillement (c), et densités relatives initiales avant cisaillement (Dr_0). Suivant Silver and Seed (1971), la fréquence n'a pas d'impact sur la réponse dynamique du sol. Ainsi, une fréquence de $f = 0,1$ Hz a été choisie pour l'expérience. La figure 2.21 illustre l'évolution de la boucle d'hystérésis du test de cisaillement cyclique sur l'échantillon CDSS07 pour différents cycles, représentés en contrainte de cisaillement par rapport à la déformation de cisaillement.

Cet échantillon a subi une amplitude de déformation 0,5 %, une contrainte verticale $\sigma_{v0} = 100$ kPa, et une densité relative $Dr_0 = 68$ %. Comme discuté précédemment, le module de cisaillement (G) peut être déterminé à partir des points extrêmes de la boucle d'hystérésis, tandis que la zone à l'intérieur de la boucle d'hystérésis est caractérisée par le rapport d'amortissement (k) du sol.

Il est évident sur la Figure 2.21 que le module de cisaillement et le rapport d'amortissement varient en fonction du nombre de cycles au cours de l'essai de cisaillement cyclique en simple direct. La pente de la boucle d'hystérésis augmente, tandis que la surface de la boucle diminue.

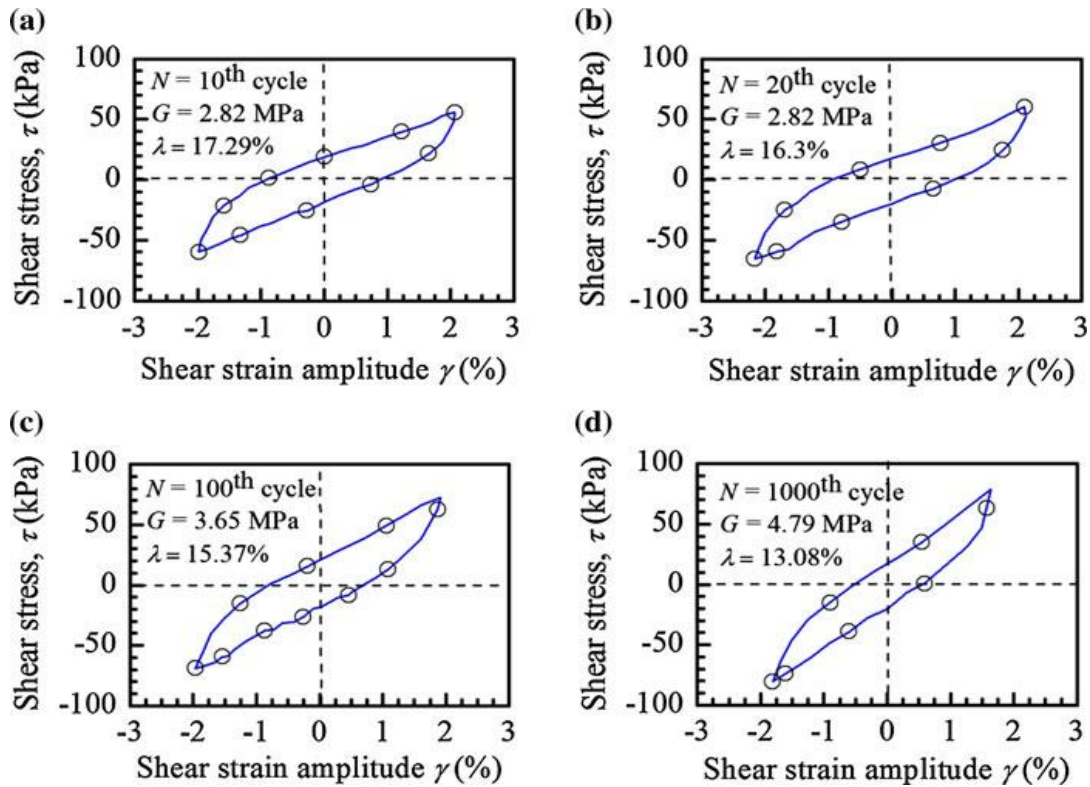


Figure 2.21 : Boucle d'hystérésis du test DSS cyclique sur l'échantillon CDSS07 à différents nombres de cycles. (a) Au 10^{ème} cycle, (b) au 20^{ème} cycle, (c) au 100^{ème} Cycle, et d au 1 000^{ème} cycle (Thayet al. 2013).

S'appuyant sur ces résultats, des études antérieures sur le comportement monotone et cyclique des sables, comme celle de Thay et al. (2013) sur le sable de Chiang Mai en Thaïlande, utilisant des essais de cisaillement simple direct monotones et cycliques, ainsi que les travaux de Sukkarak et al. (2021), qui impliquaient une série d'essais triaxiaux monotones et cycliques non drainés sur des échantillons de sable de Mae Lao dans le nord de la Thaïlande, ont souligné l'influence de facteurs tels que les indices de vide initiaux et les pressions de confinement sur le potentiel de liquéfaction du sol.

L'interconnexion de ces études permet une compréhension globale du comportement dynamique de divers sables sous différentes conditions de chargement.

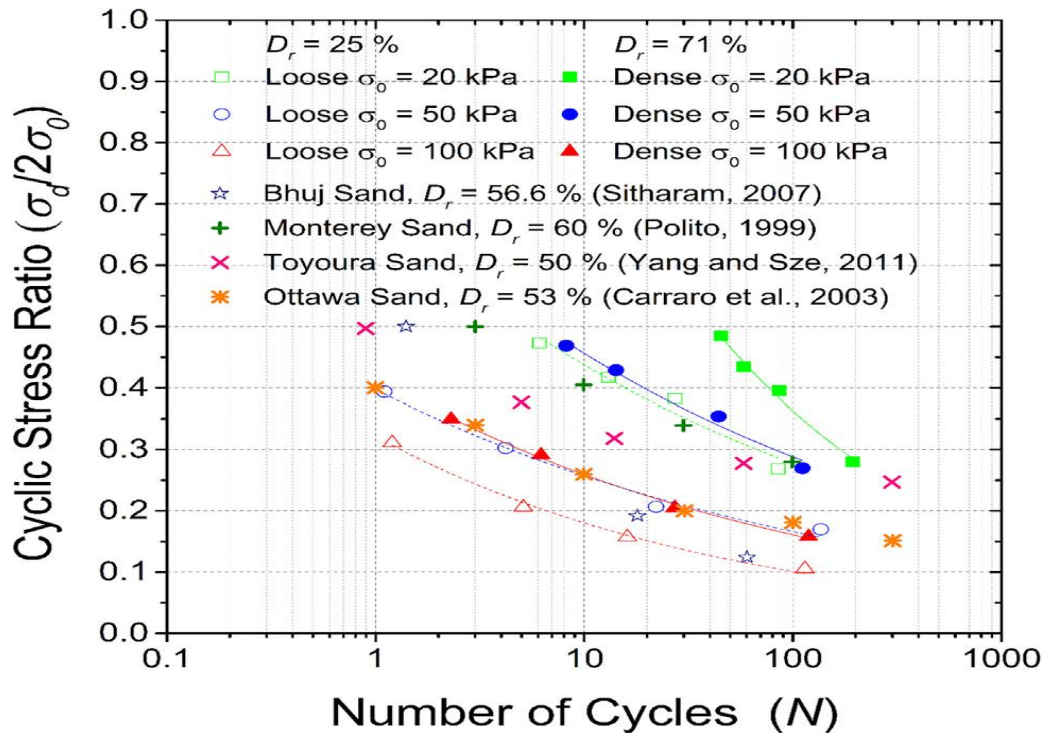


Figure 2.22 : Valeurs du rapport de contrainte cyclique obtenues dans chaque cycle de chargement pour différents spécimens de sable (Sukkarak et al. 2021).

2.8 Comportement dilatant et contractant sous différentes sollicitation

a - Chargement Monotone

La contractante-dilatance, propriété clé caractérisant la réaction des matériaux granulaires aux charges, se manifeste différemment sous des sollicitations monotones. La contractante, associée à la densification du matériau, et la dilatance, liée à une augmentation de son volume, sont des phénomènes influencés par la densité initiale du matériau. Lors d'un chargement monotone, un sol compact a tendance à augmenter son volume avec l'augmentation du cisaillement, montrant ainsi un comportement dilatant. Ce phénomène est bien illustré dans l'étude de Leonards (1968) ; Pedro, (2004) ; Sun et al. (2020).

b- Chargement Cyclique

Sous des sollicitations cycliques, le comportement dilatant et contractant peut varier.

Selon Boudlal Omar (2013) et les affirmations de Philippon et al. (2002), un sol compact a toujours une propension à augmenter son volume avec l'augmentation du cisaillement, montrant ainsi un comportement dilatant même sous des chargements cycliques. En revanche, un sol initialement lâche a une tendance à diminuer de volume au cours du cisaillement, montrant un comportement contractant, même sous des chargements cycliques. L'influence de la cimentation sur le comportement mécanique des sols est également notable, comme l'indique l'étude de Lo et coll. (2003), où l'ajout de ciment induit une dilatation plus prononcée, contribuant à l'augmentation de la résistance au cisaillement par rapport au sol non cimenté. Les observations de Vranna et al. (2020) soulignent également que l'augmentation de la teneur en ciment diminue la contractivité du sable lorsqu'il est soumis à un cisaillement cyclique, même avec la même densité et contrainte de confinement.

Les résultats tirés de l'étude de Sriskandarajam (2004) indiquent que la déformation volumétrique induite par le cisaillement s'accumule, avec un taux décroissant, lors du chargement et du déchargement pendant la répétition du cisaillement, atteignant plus de 2,5% après 6 cycles. Cette observation est cohérente avec la réponse cyclique non drainée des sables, où la pression interstitielle excessive augmente progressivement avec le nombre de cycles, malgré des transitoires plus importants de dilatation lors du chargement d'un cycle pour les sables denses.

En corrélation avec ces résultats, les essais de cisaillement simples cycliques réalisés sur le sable du Fraser River par Silver et Seed (1971), Seed et Silver (1972), Youd (1972), Martin et al. (1975), et Finn et al. (1982) ont démontré une diminution progressive du volume en fonction du nombre de cycles appliqué. Lorsque les essais sont effectués en conditions non drainées, le sol manifeste une tendance à la contraction, entraînant la génération de pression interstitielle excessive. Ces observations soulignent la complexité du comportement du sol sous des charges cycliques, avec des variations de volume influencées par des phénomènes de contraction et de dilatation.

2.9 Conclusion

L'étude du comportement d'un sable soumis à des essais de cisaillement monotone et cyclique en laboratoire révèle une diversité de comportements, notamment en ce qui concerne la dilatance et la contractance des sols. Les résultats des travaux de recherche présentés mettent en évidence les réponses spécifiques des sols ainsi que les paramètres pouvant influencer leur comportement. Cette approche contribuera à approfondir notre compréhension des interactions complexes entre les sols et les charges, ouvrant ainsi des perspectives cruciales pour le développement de pratiques avancées dans le domaine.

CHAPITRE 3
Matériaux et Méthodes

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, on procédera, d'une part, à l'identification des matériaux étudiés dans le présent travail en procédant à des séries d'essais expérimentaux minéralogiques, chimiques, physiques et mécaniques. Cette section vise à caractériser chimiquement, physiquement et mécaniquement le sable de dune traité au ciment, dans l'objectif d'élaborer un matériau composite de qualité supérieure. Les méthodes spécifiques associées à chaque essai sont détaillées dans cette section. Les principaux matériaux utilisés sont le sable provenant du gisement de FIL-FILA et le ciment, ce dernier jouant un rôle crucial comme agent de stabilisation du sable.

3.2 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans ce travail sont du sable de dune et du ciment Portland (CPJ CEMII/A 42.5) fabriqués à Haddjar Essoud -Algérie.

3.2.1 Sable

Ce sable de dunes provient d'un gisement situé à 17 km au nord-est de Skikda (Algérie).

Les caractéristiques de ce sable ont été fournies dans le tableau 3.1., et la courbe de distribution granulométrique est illustrée dans la figure 3.2.

La composition minéralogique du sable, déterminée par diffraction des rayons X (DRX), est présentée à la figure 3.3.



Figure 3.1 : Le sable utilisé

Tableau 3. 1: Les caractéristiques du sable de dune utilisé.

Propriétés	Sol
Guide de classement GTR	SM
Teneur en eau naturelle W_n (%)	3
D_{10} (mm)	0,20
D_{30} (mm)	0,42
D_{60} (mm)	0,45
C_u (D_{60}/D_{10})	2,25
CC ($(D_{30})^2/(D_{10})(D_{60})$)	1,10
La masse volumique sèche ($\rho_{d \max}$) (g/cm ³)	1,76
La teneur en eau optimale (W_{opt})(%)	11,88
Equivalent de sable (propreté) (%)	79.58
Valeur au bleu de méthylène VB	0,75

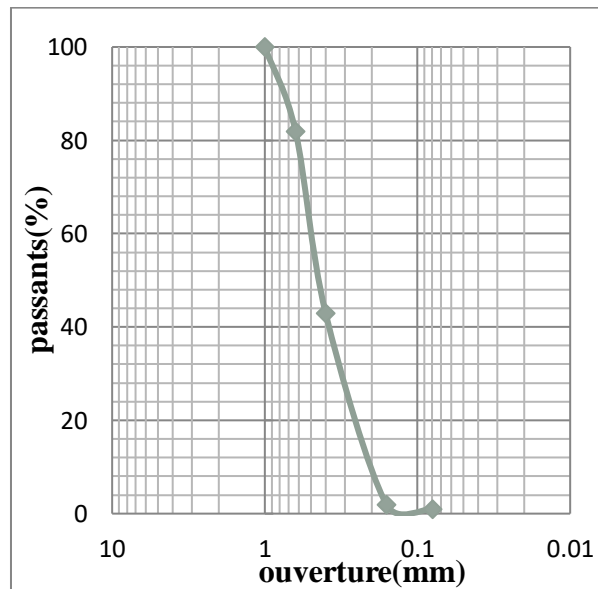


Figure 3.2 : Courbe granulométrique

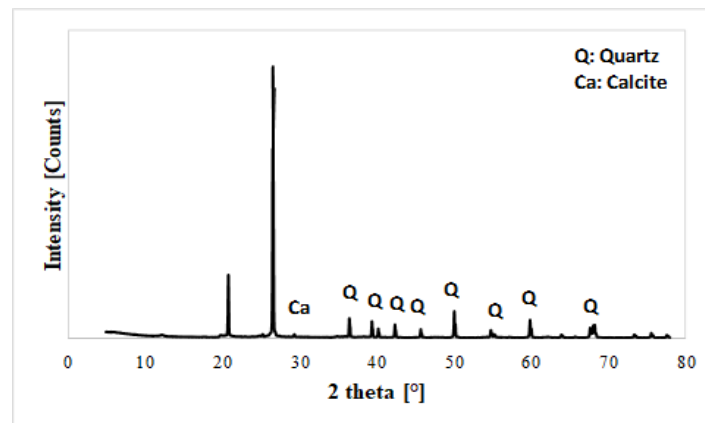


Figure 3.3 : Modèles DRX du sable des dunes

3.2.2 Ciment utilisé

Le ciment utilisé pour traiter le sable de la dune est Portland (CPJ CEMII/A 42.5) Caractérisé selon la norme par :



Figure 3.4 :Le ciment utilisé

Tableau 3.2 :Les caractéristiques du ciment utilisé.

Propriétés	ciment
Clinker (%)	≥74
Gypses (%)	4-6
Calcaire(%	0
cendres volantes (%)	≤20
C3s (%) silicate tricalcique	56,60
C2s(%) silicate dicalcique	22,98
C3A(%) aluminat tricalcique	9,87
C4 AF(%) aluminat tétracalcique	8,25

3.3 Méthodes

3.3.1 Essai chimique

3.3.1.1 Essai Valeur au bleu de méthylène (NF P 94-068)

Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols.

a) 1' exécutions de l'essai

l'essai a été effectué sur un échantillon sec de fraction de 1mm et de la masse de 50g trempé dans 500ml d'eau déminéralisée et dispersé à l'aide d'un agitateur à ailettes tournant à 700 tr/min pendant au moins 5 minutes ; Pour la suite de l'essai, la vitesse de rotation est maintenue à 400tr/min , Le dosage consiste à injecter successivement des quantités précises de solution de bleu de méthylène dans la suspension jusqu'à atteindre la saturation des particules du sol .

Le test à la tache permet de repérer l'instant de cette saturation on prélève pour cela une goutte dans la solution que l'on dépose sur un papier filtre, une tache centrale de couleur bleu se forme et s'entoure rapidement d'une auréole si cette dernière est colorée, le test est positif et l'essai est terminé.

On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol. Il s'agit donc d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol. En pratique, on détermine la valeur de bleu de méthylène à la tâche sur la fraction 0/1 mm, exprimée en grammes de bleu pour 100g de fines qui est donnée par la formule :

$$VBS = V/M$$

V : Volume du bleu méthylène injecté ;

M : Masse de l'échantillon.

Une valeur au bleu de méthylène **VBS = 0,75**. **VBS <1,5** Sableux limoneux sensible à l'eau.

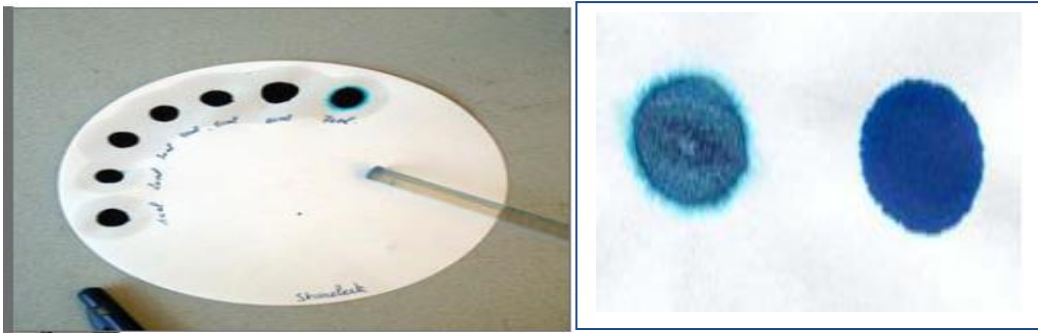


Figure 3.5: Essai au bleu de méthylène à la tâche.



Figure 3.6 : appareillage de l'essai bleu de méthylène. (Laboratoire de LNHC)

3.3.2 Essais physiques

3.3.2.1 Teneur en eau (W) (NF P 94-05)

La teneur en eau d'un sol est définie par le rapport en (%) entre la masse d'eau du sol et la masse sol sec :

Le sol est séché dans l'étuve pendant 24 heures à 105° C,

$$W(\%) = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100$$

La teneur en eau naturel de notre sol est $W_n = 3\%$.

3.3.2.2 Analyse granulométrique (NF P 94- 056)

L'essai granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. L'essai granulométrique de notre sol a été réalisé au sein du laboratoire du département de génie civil à Skikda, selon la norme NFP 94-056. Il s'effectue par tamisage (utilisant des tamis à maille carrée) à sec après lavage pour les grains de diamètre supérieur à 80 μm .



Figure 3.7 :sérié des tamis.

a) Exécution de l'essai

Imbibition de matériau dans l'eau puis le laver sous le tamis 0.08 mm.

Le refus recueilles dans une assiette est séché puis le verser sur la série de tamis, agiter a la main, enlever les tamis un par un après avoir remanié son contenu avec un pinceau (ne jamais forcer un élément à passer a travers un des mailles), puis les peser en cumulant les poids.

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la courbe granulométrique illustré à la Figure 3.2.

D'après l'analyse granulométrique (Figure 3.2), $C_u < 2$ granulométrie serrée , $1 < C_c < 3$ bien gradué . Le sable présente une granularité continue.

3.3.2.3 Essai équivalent sable (NF P 18-598)

L'essai d'équivalent de sable, permettant de mesurer la propreté d'un sable, est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis à mailles carrées de 1 mm. Il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent.

La valeur de l'équivalent de sable (ES) est le rapport, multiplié par 100, de la hauteur de la partie sableuse sédimentée, à la hauteur totale du floculat et de la partie sableuse sédimentée.

a) Exécution de l'essai

- Remplir les éprouvettes avec la solution lavante jusqu'au premier trait ;
- Peser 120 grammes de sable sec cette quantité de sable dans l'éprouvette contenant la solution lavante.
- Laisser reposer 10 min pour éliminer les bulles d'air
- Boucher l'éprouvettes et faire l'agiter par la machine (90 cycles en 30s) pour laver le sable
- Laver le sable en faisant descendre et remonter lentement le tube laveur dans le sable pour faire remonter les particules fines dans la solution supérieure
- Sortir le tube laveur puis laisser reposer 20 min en évitant toute vibration jusqu'au fin de la décantation.
- Mesure de la hauteur de sable h_2 et de la hauteur h_1 de l'ensemble sable plus floculat après 20 min.
- Mesurer à vue les hauteurs h_1 , h_2 dans le cas de l'utilisation du piston
- Calcul du $ES = (h_1/h_2)100$

$ES = 79.58\%$, indique un sable propre.

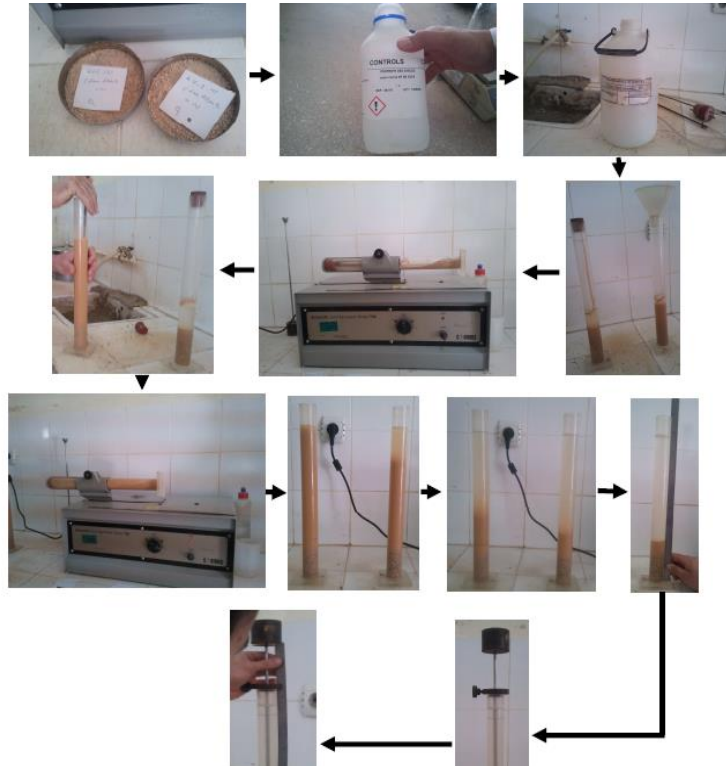


Figure 3.8: Procédés d'essai de l'équivalent de sable.

3.3.3 Essais Mécaniques

3.3.3.1 Essai Proctor (NF P94-093)

L'essai Proctor normal a été effectué conformément à la norme NF P94-093. Il a été réalisé afin de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau en déterminant la teneur en eau optimale (W_{OPN}) et la masse volumique sèche maximale ($\rho_{d_{max}}$). La préparation des éprouvettes commence par le séchage du sol à l'état naturel.

Une fois le sol séché est tamisé, une masse de sol de 2500 g est mélangée, à chaque fois, avec des différents dosages en ciment (0, 2, 4, et 6 %) ; ensuite compacté par couche dans un moule cylindrique (moule Proctor), ayant diamètre intérieur de 105 mm et hauteur de 116 mm, au moyen d'un matériau de dimension et de masse normalisée (la dame) que l'on laisse tomber librement d'une hauteur normalisée. La masse volumique sèche de l'échantillon est déterminée pour chaque teneur en eau.



Figure 3.9:Essai Proctor.

3.3.3.2 Essai CBR: California Bearing Ratio (NF 94-078)

Les essais California Bearing Ratio (CBR), ont été réalisés en compactant les échantillons dans des moules de dimensions 153 mm de diamètre et de hauteur, avec différentes teneurs en ciment de 0 %, 2 %, 4 % et 6 %. Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces appliquées sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau.

les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels sont respectivement apportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements .

- un enfoncement de 2,5 mm pour une force de 13,35 kN.
- un enfoncement de 5 mm pour une force de 19,93 kN.

L'indice CBR (exprimé en %) est défini comme étant la plus grande des deux valeurs suivantes :

- $100 * F(2,5\text{mm}) / 13,35$
- $100 * F(5\text{mm}) / 19,93$

La valeur du rapport californien (CBR) d'un sol est un paramètre important pour évaluer la force et la capacité portante du sol, pour l'utilisation dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées.

a) L'exécution de l'essai

L'essai est réalisé en enfonçant à vitesse constante un poinçon cylindrique dans l'axe de l'éprouvette à la cadence normalisée de $1,27\text{mm/min} \pm 0.1 \text{ mm/min}$ dans des éprouvettes de sol compactées à l'énergie Proctor (normal) dans des moules CBR.

On mesure en continu la force appliquée en fonction de l'enfoncement du poinçon .Pendant cet essai, une surcharge est placée à la surface de l'éprouvette afin de simuler la surcharge que la structure de la route exercera.

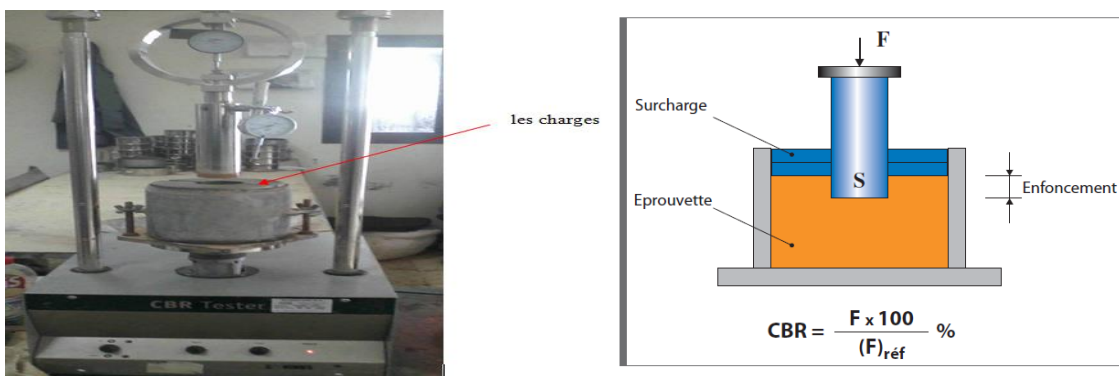


Figure 3.10: dispositif utilisé pour le poinçonnement des éprouvettes.

3.3.3.3 Essai de cisaillement (NF P 94-071-1)

Les paramètres de résistance (C, Ø) ont été déterminés à partir l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande selon la norme.

L'essai de cisaillement direct à la boîte s'applique aux sols dont la dimension maximale (D_{max}) des éléments du sol est inférieure à 2 mm. Les échantillons ont une section droite carrée de 60 mm * 60 mm et une hauteur de 30 mm. La préparation des éprouvettes commence par le séchage du sol étudié dans une étuve réglée à 105 °C. Les échantillons sont mélangés avec respectivement 0 %, 2 %, 4 % et 6 % de ciment. Les éprouvettes confectionnées sont conservées à l'air libre à l'intérieur du laboratoire sous une humidité moyenne d'environ 65 % et une température de $20 \text{ °C} \pm 2 \text{ °C}$.

a) L'exécution de l'essai

Tous les tests réalisés concernant l'essai de cisaillement direct sont de type non consolidé-non drainé (UU). L'essai est effectué sur une série d'au moins 3 éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les mêmes conditions, et cisillées à la même vitesse (0.9 mm/min), en faisant augmenter à chaque éprouvette la valeur de l'effort vertical (N) appliqué (50 kPa, 100 kPa et 150 kPa) sur la partie supérieure du piston. Une fois que la demi-boîte supérieure est déplacée horizontalement, les lectures du déplacement horizontal (Δh) en fonction du temps (t) sont mesurées.



Figure 3.11: les boîtes de cisaillement

3.3.3.4 Essai de compression simple non confiné (NF P94 – 077)

Des essais de compression non confinée (UCS) et cycliques ont été réalisés sur des éprouvettes de sable compactées préparées dans des moules de 105 mm de diamètre et 116 mm de hauteur. Ces échantillons ont été soumis à des périodes de cure de 7 et 28 jours, avec des variations de teneur en ciment de 0 %, 2 % et 4 %. Les échantillons de sol ont été complètement séchés dans une étuve à 105°C pendant 24 h et ont été conservés à l'air libre à l'intérieur du laboratoire .

a) L'exécution de l'essai à charge statique et cyclique

Les tests de compression non confinés ont été exécutés à des vitesses de chargement de 0,05 mm/min et 0,1 mm/min (Tableau 3.3).L'essai consiste à appliquer un effort de compression reposant sur une surface indéformable. Cette sollicitation provoque un écrasement de l'éprouvette. L'écrasement a été réalisé à une vitesse constante.

Une fois la presse actionnée, les mesures de force axiale et déplacement axial sont prises simultanément. L'essai est arrêté lorsque la rupture atteint d'où, une force maximale a été observée. Ce qui permet de tracer les courbes contrainte/déformation pour chacune des éprouvettes testées.

Même principe pour les essais cycliques, on adopte une approche qui intègre la variation de la direction des charges appliquées, incluant les phases de chargement et de déchargement, jusqu'à atteindre le seuil de rupture du sol.



Figure 3.12: la presse de compression.



Figure 3.13 : les éprouvettes de l'écrasement.

Tableau 3.3 Sommaire d'essais

Essais	Mass de l'échantillon (g)	Ciment (%)	Les échantillons Diamètre (d) Hauteur (h) (mm)	Temps du durcissement (jours)	Vitesse de chargement (mm/min)
Compactage	2500	0, 2, 4, et 6	d = 105 ; h= 116	0	/
CBR	5500	0, 2, 4, et 6	d = 152 ; h= 152	0	/
cisaillement direct	400	0, 2, 4, et 6	ℓ= 60 ; L= 60 ; h = 30	0	/
UCS	2500	0, 2, et 4	d = 105 ; h= 116	7 et 28	0, 1 et 0,05

Tableau 3.4 :Sommaire d' essais de compression cyclique.

Les essais de compression cyclique non confinés à déformation contrôlée				
Test code	Ciment (C%)	Déformation (ϵ %)	Age (jours)	Fréquence f (Hz)
0A7	0	0,17	7	0,002
2A7	2	0,17	7	0,002
4A7	4	0,17	7	0,002
0B7	0	0,5	7	0,002
2B7	2	0,5	7	0,002
4B7	4	0,5	7	0,002
0C7	0	1	7	0 ,002
2C7	2	1	7	0 ,002
4C7	4	1	7	0 ,002
0A28	0	0,17	28	0,002
2A28	2	0,17	28	0,002
4A28	4	0,17	28	0,002
0B28	0	0,5	28	0,002
2B28	2	0,5	28	0,002
4B28	4	0,5	28	0,002
0C28	0	1	28	0 ,002
2C28	2	1	28	0 ,002
4C28	4	1	28	0 ,002
0D7	0	0,17	7	0,004
2D7	2	0,17	7	0,004
4D7	4	0,17	7	0,004
0E7	0	0,5	7	0,004
2E7	2	0,5	7	0,004
4E7	4	0,5	7	0,004

0F7	0	1	7	0,004
2F7	2	1	7	0,004
4F7	4	1	7	0,004
0D28	0	0,17	28	0,004
2D28	2	0,17	28	0,004
4D28	4	0,17	28	0,004
0E28	0	0,5	28	0,004
2E28	2	0,5	28	0,004
4E28	4	0,5	28	0,004
0F28	0	1	28	0,004
2F28	2	1	28	0,004
4F28	4	1	28	0,004

3.4 Conclusion

Ce chapitre a présenté une vue d'ensemble des divers matériaux utilisés ainsi que des différentes procédures expérimentales mises en œuvre tout au long de cette étude. Ces analyses, englobant des méthodes physiques, chimiques et mécaniques, ont été réalisées méthodiquement en laboratoire, respectant strictement les normes géotechniques établies.

L'objectif principal de ce chapitre était d'évaluer le potentiel du sable de dune local, présentant une texture principalement granulaire. Cette classification revêt une importance cruciale dans la conception de diverses structures telles que des fondations, des routes et des barrages, où la stabilité et la perméabilité du sol sont des facteurs clés à prendre en considération.

Ce chapitre consiste ainsi en une synthèse des principaux points expérimentaux qui sont présentés en détail dans le chapitre suivant (Analyse des résultats et leur interprétation).

CHAPITRE 4

Résultats et Interprétations

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on procédera à l'analyse des résultats obtenus à partir de séries d'essais expérimentaux. Ces séries regroupent les échantillons selon leur mode de préparation présentés en détail au chapitre 3.

Les résultats des essais discutés dans ce chapitre illustrent de nombreux aspects du comportement mécanique du sable de dune sous différentes sollicitations, Il est important d'analyser l'influence du l'ajout du ciment, le temps du durcissement, la vitesse de chargement, le nombre de cycle , la fréquence sur les propriétés mécaniques tel la résistance et le module d'élasticité.

4. 2.Résultats des essais

4.2 .1Essai Proctor normal

La Figure 4 .1 montre que qu'une augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2 à 4 puis à 6% entraine une augmentation progressive de la masse volumique sèche maximale $\rho_{d(max)}$ de 1,76g/cm³, 1,81g/cm³, 1,84g/cm³ et 1,85g/cm³ à, respectivement, aux teneurs en eau optimales (optimum Proctor) 11,88%, 10,96%, 10,50%, 10,33 %.

Cette tendance est en outre soutenue par le positionnement relatif des courbes de compactage des échantillons traités au ciment par rapport à la courbe Proctor du sol non traité. Notamment, on observe que les courbes de compactage des échantillons traités au ciment sont positionnées au-dessus et à droite de la courbe Proctor du sol non traité. Ce changement implique que l'ajout de ciment au sol sableux réduit les besoins en eau pour atteindre une densité sèche maximale. Les causes probables de ce comportement incluent :

Viscosité du sol induite par l'eau : ce facteur contribue au resserrement des particules du sol, améliorant ainsi la compacité et la densité. Un tel effet concorde avec les résultats rapportés par Nwaiwu et al. (2022). Modifications de la taille des particules dues à l'interaction chimique entre le sol, le ciment et l'eau : Cette réaction facilite le processus de densification, contribuant ainsi à l'augmentation observée de la compacité du sol.

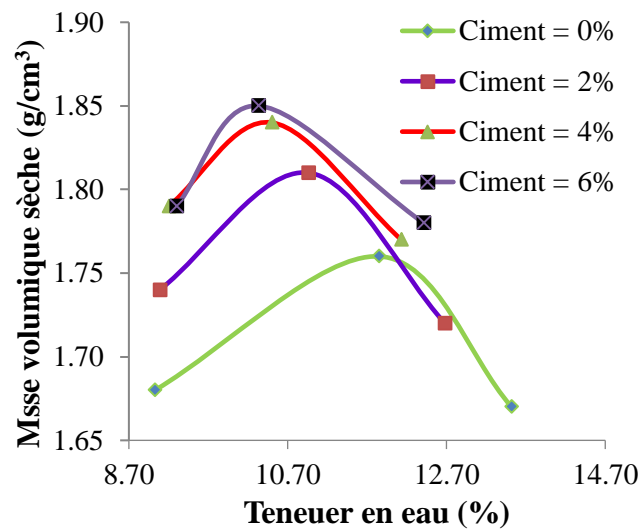


Figure 4.1 : Courbe d'essai de compactage avec différent taux du ciment.

4.3 Essai CBR

Pour évaluer la capacité portante du sol, destiné à la réalisation de terrassements ou de fondations de chaussées, des essais CBR ont été réalisés pour déterminer l'indice CBR immédiat. Les tests CBR ont été réalisés sur des échantillons de sable contenant 0, 2, 4 et 6 % de ciment.

On peut voir sur la figure 4.2 que l'augmentation de la teneur en ciment de 0, 2, 4 et 6 % a induit une augmentation significative des indices CBR immédiats (à pénétration de 2,5 mm) de 3,6, 6,7, 12,5 et 16,9 %. L'augmentation de la teneur en ciment de 0, 2, 4 et 6 % a induit une augmentation des indices CBR immédiats (à pénétration de 5 mm) de 7,4, 13,2, 18,5 et 19,9 %. Ces résultats indiquent que l'augmentation du taux de ciment améliore la performance du sol. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus dans des travaux antérieurs (Okonkwo, 2009 ; Bello, 2011 ; Mujedu et al., 2016).

L'amélioration de la capacité portante des sols est principalement attribuée aux réactions chimiques immédiates, notamment à l'hydratation du ciment. Ce processus conduit à une réorganisation et à une meilleure répartition des particules du sol, contribuant à améliorer la capacité portante du sol.

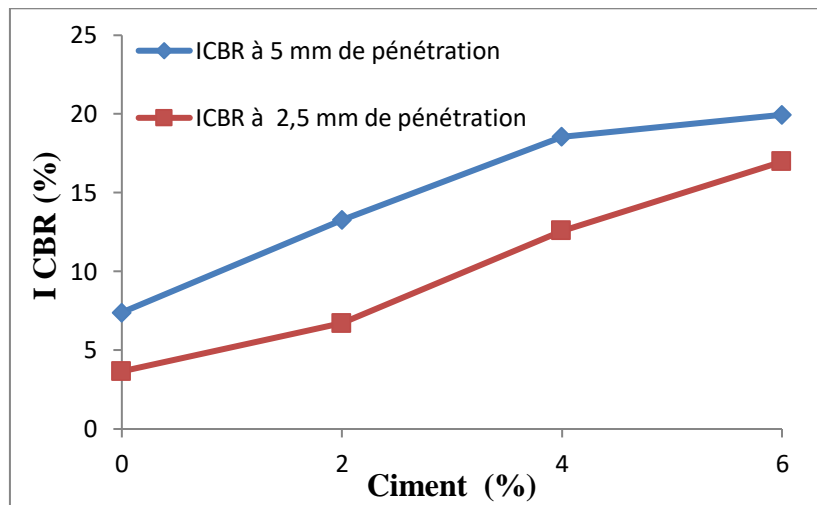
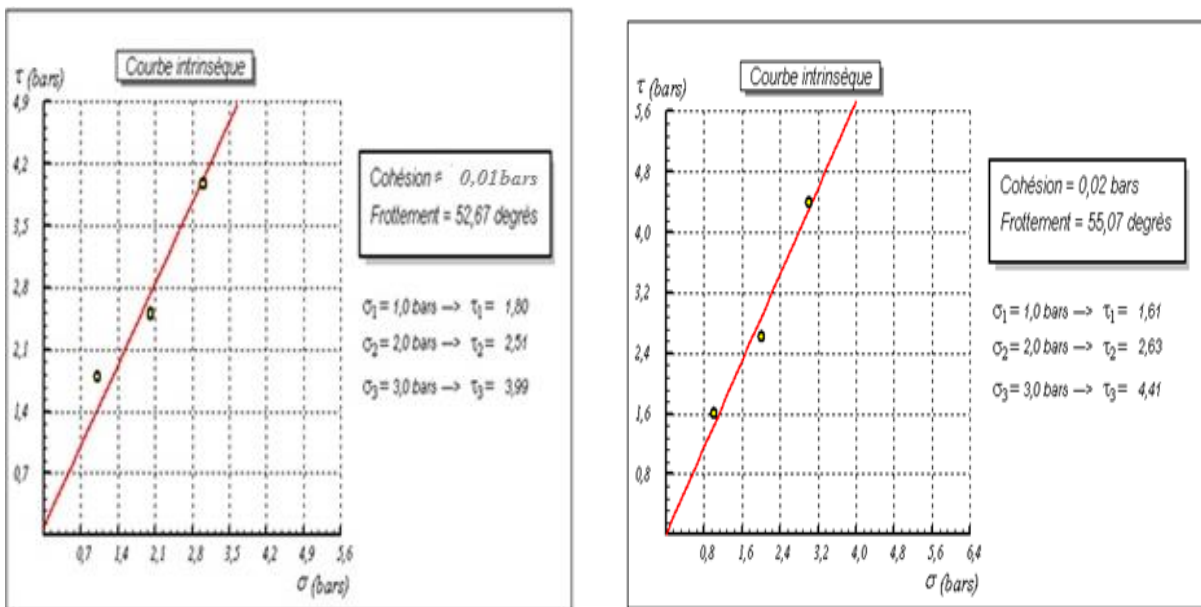
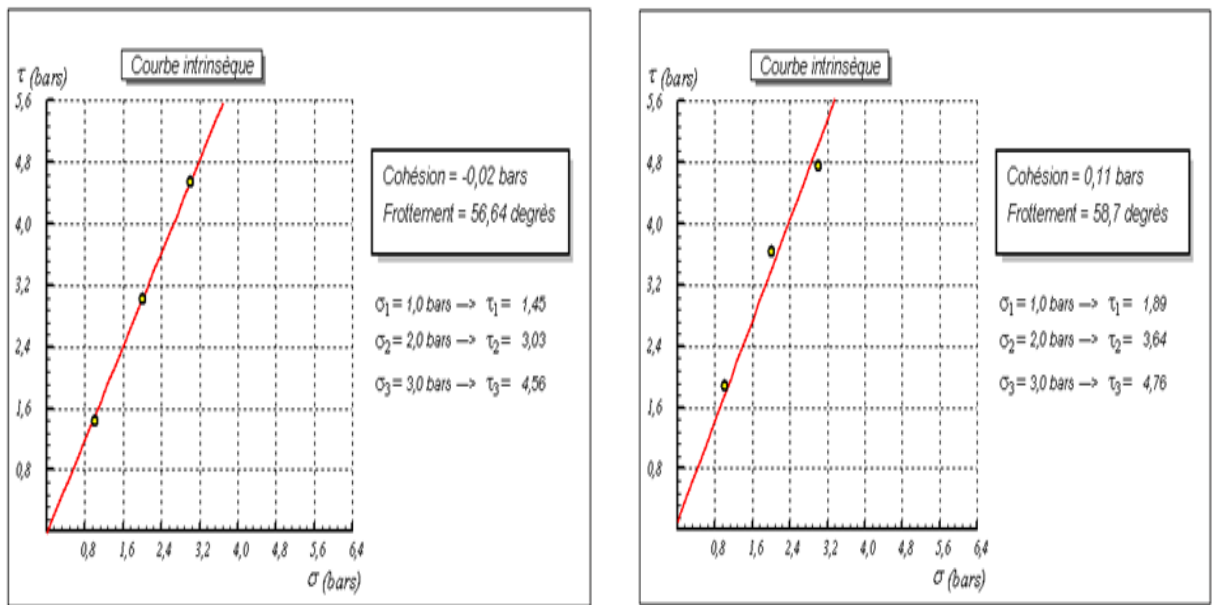


Figure 4.2 : Variation des Indice CBR en fonction du taux du ciment .

4.4 Essai de cisaillement

L'évolution des contraintes au cisaillement en fonction des contraintes normales du sol traité et non-traité, à différentes teneurs en ciment, est présentée à la figure 4.3.





b) C=4%

d) C=6%

Figure 4.3 : Courbes enveloppes de Mohr-Coulomb, pour les différents teneurs en ciment.

4.4.1 Evolution de la cohésion (C)

Les résultats de la cohésion (C) de sol non-traité et traité en fonction de la teneur en ciment sont présentés au Tableau 4.1. La Figure 4.4 montre l'évolution de la cohésion (C) pour différents taux du ciment.

Tableau 4.1 : Valeurs de la cohésion de sol non-traité et traité (C) en fonction de la teneur en ciment.

Pourcentage du ciment	0	2	4	6
C(%)				
la cohésion				
(C)	0,01	0,02	0,02	0,11

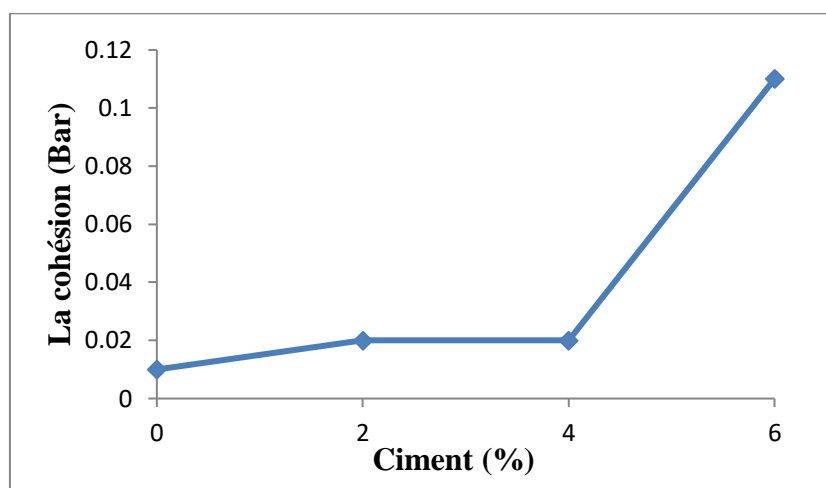


Figure 4.4 : Evolution de la cohésion pour du sol pour différent taux du ciment.

La Figure 4.4 montre une augmentation de la cohésion avec l'augmentation du taux de ciment. Cette augmentation de la cohésion peut être due à l'hydratation du ciment, en formant des produits d'hydratation qui ont tendance à occuper les vides entre les particules de sable et renforcer ainsi les interstices entre les grains de sable. Cela peut réduire la perméabilité du sol et améliorer sa résistance à l'eau, En conséquence une meilleure cohésion entre les particules et augmente la résistance au cisaillement du sol.

4.4.2 Evolution de l'angle de frottement interne (ϕ)

Les valeurs d'angles de frottement (ϕ) obtenues pour le sol, non-traité et traité en fonction de la teneur en ciment, sont présentés au Tableau 4.2. La Figure 4.5 montre l'évolution l'angle de frottement interne (ϕ) du sol pour différent taux du ciment.

Tableau 4.2 : Valeurs de l'angle de frottement interne de sol non-traité et traité (ϕ) en fonction de la teneur en ciment.

Pourcentage du ciment C(%)	0	2	4	6
l'angle de frottement interne (ϕ)	52,67	55,07	56,64	58,7

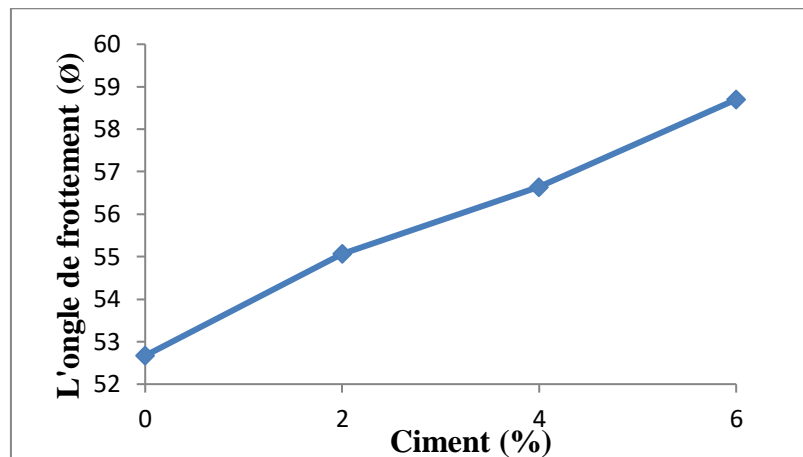


Figure 4.5: Evolution de l'angle de frottement du sol pour différents taux de ciment.

La Figure 4.5 montre une augmentation de l'angle de frottement interne avec l'augmentation du taux de ciment. Cela peut être interprété comme une indication que le ciment renforce les liaisons entre les particules du sol. En conséquence, la cohésion et la résistance du sol au cisaillement sont améliorées. Cette augmentation de l'angle de frottement interne suggère également une meilleure capacité du sol à résister aux forces de cisaillement. Ces résultats prouvent que l'ajout de ciment peut avoir un effet bénéfique sur les propriétés mécaniques du sol, en améliorant sa stabilité et sa capacité de charge.

4.5 Essai de Compression non confiné(UCS)

4.5.1 Influence de la teneur en ciment sur la résistance UCS

Le taux optimal de ciment de 4 %, obtenu par compactage, correspond à un taux de la teneur en eau optimal de 10,5 % et à une masse volumique maximale de 1,84 g/cm³. Pour des raisons économiques et une meilleure compréhension de la réaction pouzzolanique sur la résistance du composite, on a réalisé une étude comparative d'essais de chargement sur des échantillons à des teneurs en ciment de 0, 2 et 4 %.

Pour les échantillons de 7 jours de durcissement soumis à une vitesse de chargement de 0,05 mm/min Figure 4.6(a), une augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2 % et de 0 à 4 % a entraîné une augmentation de l'UCS de 46,7 % à 145,4 %. De plus, pour les échantillons de 28 jours, chargés à la même vitesse Figure 4.6(b), l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2 % et de 0 à 4 % a induit une augmentation de l'UCS de 9,97 % et 111,8 %, respectivement.

En ce qui concerne les échantillons de 7 jours de durcissement chargés à une vitesse de chargement de 0,1 mm/min Figure 4.7(a), une augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2 % et de 0 à 4 % a induit une augmentation de l'UCS de 46,4 % et 153,6 %. De plus, pour les spécimens de 28 jours, soumis à une vitesse de chargement de 0,1 mm/min Figure 4.7(b), l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2 % et de 0 à 4 % a provoqué une augmentation de l'UCS de 48,10 % à 143,5 %. Lo et coll. (2003) et Festugato et al. (2020) ont suggéré qu'en raison de la cimentation, l'augmentation de la résistance du sol pourrait être due à la dilatation du sable.

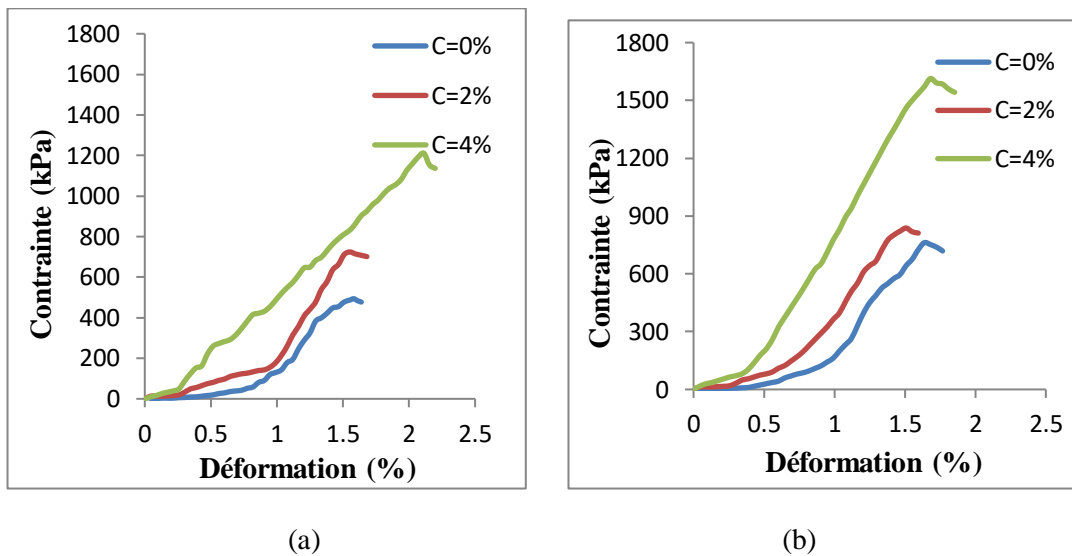


Figure 4.6: Résistance à la compression non confinée versus déformation axiale pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) : (a) vitesse de chargement = 0,05 mm/min 7 jours ; (b) vitesse de chargement = 0,05 mm/min 28 jours

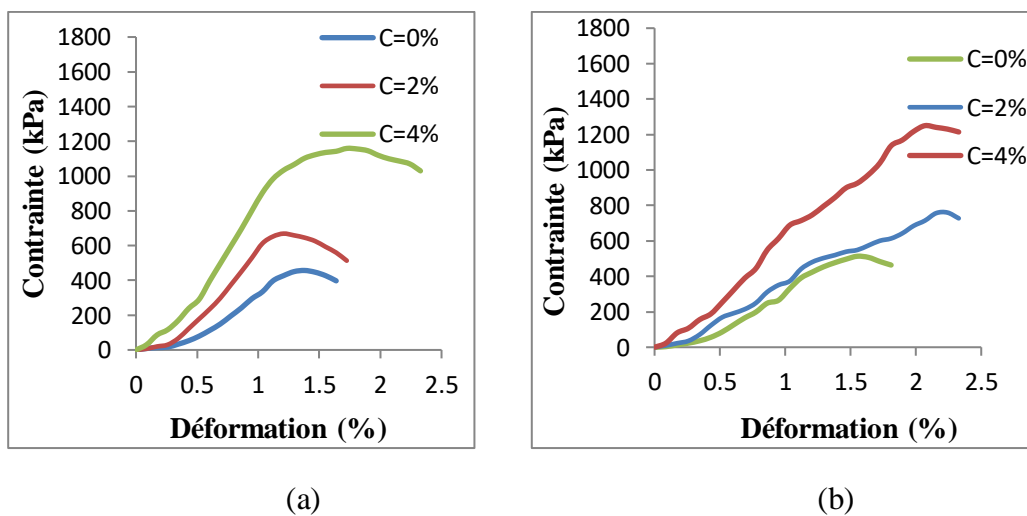


Figure 4.7 : Résistance à la compression non confinée versus déformation axiale pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) : (a) vitesse de chargement = 0,1 mm/min 7 jours ; (b) vitesse de chargement = 0,1 mm/min 28 jours .

4.5.2 L'effet de la teneur en ciment sur le module d'élasticité (E)

On peut voir sur la figure 4.8 que des éprouvettes de 7 jours de cure chargées à une vitesse de 0,05 mm/min et des augmentations de la teneur en ciment de 0 à 2 % et de 0 à 4 %, ont induit des augmentations de E de 43,2 % et 77,4 % respectivement tandis que, pour des éprouvettes de 28 jours d'âge, les augmentations de teneur en ciment de 0 à 2 % et de 0 à 4 % ont induit des augmentations de E de 25,1 % et 104,6 % respectivement.

Pour les éprouvettes de 7 jours de cure chargées à une vitesse de 0,1 mm/min, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2 % et de 0 à 4 % induit une augmentation de E de 22,7 % et 83,3 % respectivement. De plus, pour les éprouvettes de 28 jours d'âge, une augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2 % et de 0 à 4 %, conduit à une augmentation de 21,9 % à 103,6 %.

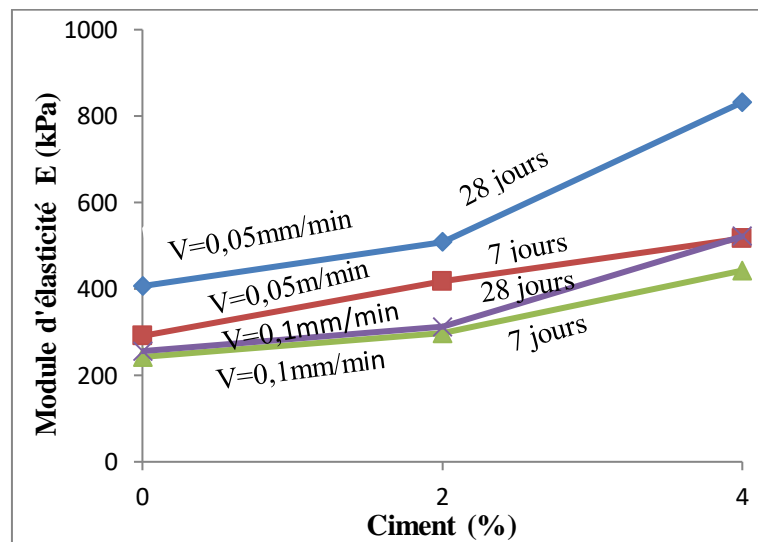


Figure 4.8 : Evolution du module d'élasticité en fonction de la teneur en ciment.

L'augmentation de l'UCS et du module d'élasticité induite par l'augmentation de la teneur en ciment serait probablement due à des réactions chimiques entre le ciment, l'eau et le sol.

En effet, le mélange ciment-eau conduit à l'hydratation du ciment, qui forme une pâte de ciment poreuse avec une structure gélatineuse mal cristallisée autour des particules des grains du sol. Ce phénomène augmente les liaisons granulaires et réduit la porosité.

Les principaux composants de cette pâte sont les silicates de calcium hydratés (C-S-H) et l'hydroxyde de calcium (CH). Les (C-S-H) constituent la majeure partie du volume de la pâte de ciment hydratée.

La réaction combinée de (C-S-H) et (CH) avec l'eau aboutit à un gel cristallisé, qui comblerait les vides et augmenterait le volume de la pâte de ciment. Ce changement de volume induirait une augmentation de la densité et de l'UCS.

Par conséquent, on peut en déduire que les propriétés mécaniques du sable composite, telles que l'UCS et le module de Young, sont principalement influencées par la présence et le comportement du CSH, comme le soutiennent les études de Kitazume et Terashi (2013) et Helson (2017).

4.5.3 Influence de temps de cure sur la résistance à la compression non confiné

Pour l'échantillon âgé de 28 jours dont la teneur en ciment est de 4 % et chargé à une vitesse de 0,05 mm/min, l'UCS est d'environ 33 % supérieur à un échantillon similaire testé après 7 jours Figure 4.9(a). Pour des échantillons préparés dans les mêmes conditions que les précédents mais avec une vitesse de chargement de 0,1 mm/min Figure 4.9(b), l'UCS était d'environ 8 % supérieur à un échantillon similaire testé après 7 jours.

Plusieurs chercheurs ont postulé que la valeur UCS à 28 jours est généralement environ le double de celle à 7 jours. Cette estimation est étayée par les conclusions de (Topolnicki,2004 ; Ganne et al.,2010 et Szymkiewicz,2011). Cette tendance souligne l'impact significatif d'un temps de durcissement prolongé sur le développement de la résistance des échantillons traités au ciment. L'amélioration de la résistance à la compression non confinée (UCS) du matériau composite au fil du temps est probablement attribuable à plusieurs phénomènes, comme le suggèrent les recherches de Jacobson et al. (2003), Nakarai et coll. (2015), Helson (2017), Nie et al. (2017) et Chompoorat et al. (2019). Ces phénomènes comprennent :

1. Hydratation : Ce processus contribue à la réduction du volume des pores au sein du matériau composite.
2. Comblement des vides : Ceci est le résultat de réactions d'hydratation pouzzolaniques qui se déclenchent après une période qui peut aller de quelques jours à quelques semaines, voire plus.

Ces mécanismes contribuent collectivement à l'augmentation de la résistance et de la densité du sable composite à mesure qu'il vieillit, démontrant l'impact significatif des réactions d'hydratation et pouzzolaniques sur les propriétés structurelles du sable composite.

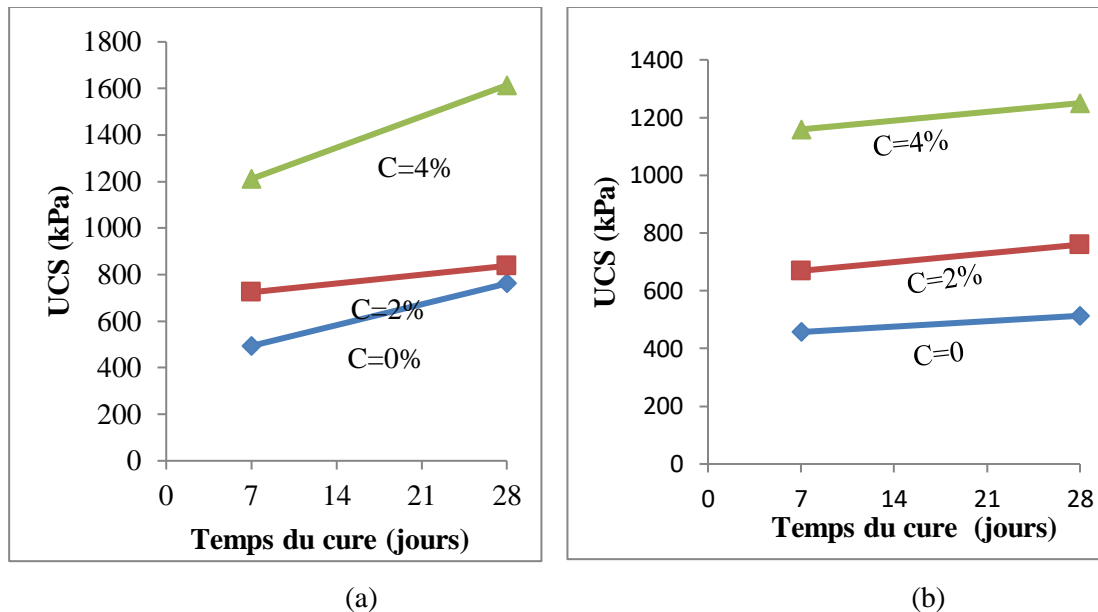


Figure 4.9 : Effet du temps de durcissement sur l'UCS : (a) vitesse de chargement = 0,05 mm/min (b) vitesse de chargement = 0,1 mm/min.

4.5.4 Influence de la vitesse du chargement sur la résistance (UCS) et le module d'élasticité E

On peut voir sur la figure 4.10 que l'UCS à une vitesse de chargement de 0,05 mm/min est supérieure à celle obtenue à une vitesse de 0,1 mm/min. Cela peut être dû au taux de chargement lent, induisant une augmentation de la densité du composite ciment-sable et présentant, par conséquent, un comportement plus dilatant qui tend à augmenter son volume lors du cisaillement.

La raison sous-jacente de ce phénomène est étroitement liée à la microstructure du sable, notamment à sa répartition granulométrique. La microstructure du sable est marquée par l'absence de couche d'eau adsorbée, ce qui diminue considérablement la liaison entre les particules. Ainsi, lorsque le sable est soumis à un chargement lent, les grains ont plus de temps pour se réorganiser dans une configuration plus dense.

Ce réarrangement conduit à une reconfiguration de la structure des particules, ce qui entraîne une augmentation notable du module d'élasticité, comme le montre la figure 4.11. Essentiellement, la vitesse de chargement plus lente facilite une réorganisation plus compacte et plus efficace des grains de sable, améliorant ainsi les propriétés mécaniques du matériau composite.

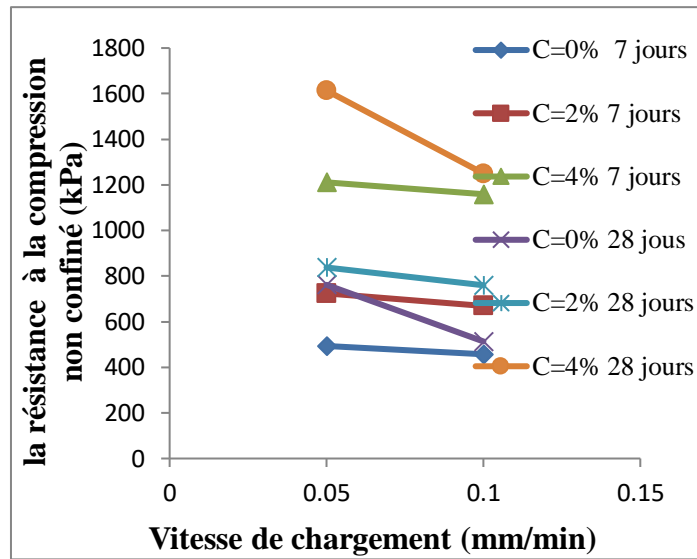


Figure 4.10: Variation de l'UCS en fonction de la vitesse de chargement.

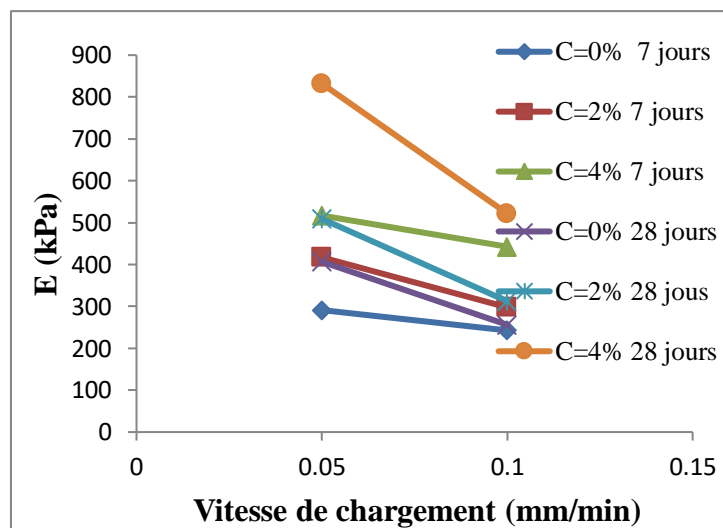


Figure 4.11 : Variation de E en fonction de la vitesse de chargement.

4.5.5 Corrélation entre E et UCS

La courbe figure 4.12 montre une augmentation linéaire de l'UCS avec l'augmentation de E, cela peut indiquer une relation directe et proportionnelle entre la rigidité et la résistance à la compression. Lorsque l'UCS augmente, le module de Young augmente également.

Cela est cohérent avec l'idée que plus sol est résistant, plus il est rigide. Les résultats mettent en évidence de relation linéaire entre la résistance à la compression (UCS) et la rigidité (E).

Le coefficient de corrélation ($R^2 = 0.96$ près de 1) soutient l'idée qu'il y a une bonne corrélation entre la résistance à la compression et la rigidité.

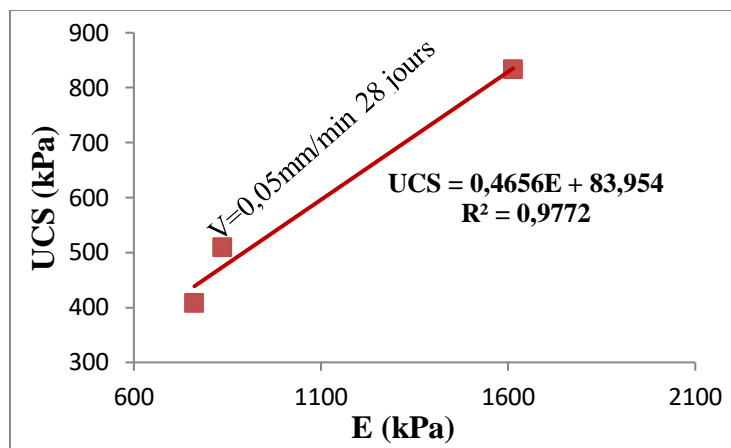


Figure 4.12: Corrélation entre E et UCS

Tableau 4.3: Résultats d'essais de compression non confiné
(Chargement statique)

Essais de compression non confiné					
Vitesse de chargement V=0,05mm /min	7 jours d'âge	Taux du Ciment (C%)	UCS (kPa)	ϵ_{\max} axial (%)	E (kPa)
		0	493,52	1,63	291,26
	2	724,05	1,68	417,19	
	4	1211,08	2,19	516,95	
28 jours d'âge	0	761,72	1,76	406,69	
	2	837,69	1,59	508,96	
	4	1613,69	1,85	832 ,10	
Vitesse de chargement V=0,1mm/min	7 jours d'âge	0	457,07	1,63	242,65
		2	669,04	1,72	297,75
		4	1159,03	2,32	442,54
	28 jours d'âge	0	513,37	1,81	256,13
		2	759,76	2,32	312,46
		4	1250,06	2,32	521,71

4.6 Essais de chargement cyclique

Le taux optimal de teneur en ciment de 4 %, obtenu par compactage, correspond à une $W_{opt}= 10,5\%$ et $\rho_{d\ max}=1,84\ g/cm^3$. Pour mettre en évidence le rôle de la réaction pouzzolanique, on a réalisé une série d'essais de chargement cyclique sur des échantillons avec $C\% = 0, 2, 4$.

Le programme d'essais sous chargement cyclique a été présenté dans le chapitre précédent (chapitre 3), au Tableau 3.4.

4.6.1 Comportement du sable sous chargement cyclique pour une fréquence $f=0,002Hz$

4.6.1.1 Effet du nombre de cycles sur l'évolution de la résistance pour un taux du ciment $C=0\%$ à différentes amplitudes des déformations contrôlées ($\varepsilon\%= 0.17, 0.5, 1$).

Durant les premiers cycles de chargement, on observe une résistance très faible du sol, principalement attribuable à la microstructure du sable, qui est étroitement liée à sa granulométrie. Il est clair qu'un sol sableux présente une microstructure différente de celle d'un sol argileux. Les sols sableux varient d'un état très lâche à très dense.

Dans les sols sableux, l'absence d'une couche d'eau adsorbée diminue considérablement les liaisons entre les particules. Les grains ont tendance à se réorganiser afin de mieux supporter la charge cyclique, démontrant ainsi une compressibilité instantanée.

Le comportement du sable, durant les premiers cycles du chargement cyclique à déformation contrôlés 0.17% après 7 jours (l'essai 0A7), présentés dans la Figure 4.13 lorsque $1 \leq N \leq 4$, et pour les essais cyclique à déformation contrôlés de 0.5% après 7 jours (l'essai 0B7), présentés dans la Figure 4.14, lorsque $1 \leq N \leq 2$ peut donc être considéré comme élastique, et les résistances mobilisée demeurent très faibles. Cela a été remarqué aussi pour les essais après 28 jours de cure, pour $\varepsilon=0,17\%$ (l'essai 0A28), lorsque $1 \leq N \leq 4$ (Figure 4.15) ,et pour les essais après 28 jours de cure, avec une déformation $\varepsilon=0,5\%$ lorsque $1 \leq N \leq 3$ (l'essai 0B28), présentés dans la Figures 4.16 .

Après 7 jours de cure et pour $\varepsilon=0,17\%$ (l'essai 0A7) et $4 \leq N \leq 10$, les force de contact et les liaisons entre les grains augmentent induisant une augmentation des résistances mobilisés (Figure 4.13) .

Ce phénomène est également observé sur les échantillons de 28 jours lorsque $\varepsilon=0,17\%$ (l'essai 0A28) ,lorsque $4 \leq N \leq 21$ (Figure 4.15)

Lorsque $\varepsilon = 0,5 \%$, pour 7 jours (essai 0B7) lorsque $2 \leq N \leq 6$, on remarque une augmentation des résistances mobilisées avec l'apparition des fissures (Figure 4.14). Tandis que pour $\varepsilon = 0,5 \%$ à 28 jours (essai 0B28) et $3 \leq N \leq 8$, on note une augmentation des résistances mobilisées avec l'apparition de fissures (Figure 4.16).

Après 7 jours de cure et pour $\varepsilon = 0,17 \%$ (essai 0A7) avec $10 \leq N \leq 12$, on observe une diminution des résistances mobilisées sans apparition de fissures. Ce phénomène est également observé sur les échantillons à 28 jours lorsque $\varepsilon = 0,17 \%$ (essai 0A28), avec $21 \leq N \leq 25$ (Figure 4.15)

Pendant 7 jours de cure et pour $\varepsilon = 0,5 \%$ (l'essai 0B7), d'importantes fissures apparaissent lorsque $6 \leq N \leq 8$. En revanche, après 28 jours et pour $\varepsilon = 0,5 \%$ (l'essai 0B28) avec $8 \leq N \leq 11$, la rupture se produit (Figure 4.16)

Pendant 7 jours de cure et pour $\varepsilon = 1 \%$ (l'essai 0C7), lorsque $1 \leq N \leq 3$, on note une augmentation importante des résistances mobilisées, et lorsque $N \leq 4$, une rupture brutale et totale de l'échantillon est observée (Figure 4.17). La même observation est faite pour 28 jours de cure et $\varepsilon = 1 \%$ (l'essai 0C28), lorsque $1 \leq N \leq 4$, avec une rupture totale de l'échantillon observée lorsque $N \leq 5$ (Figure 4.18).

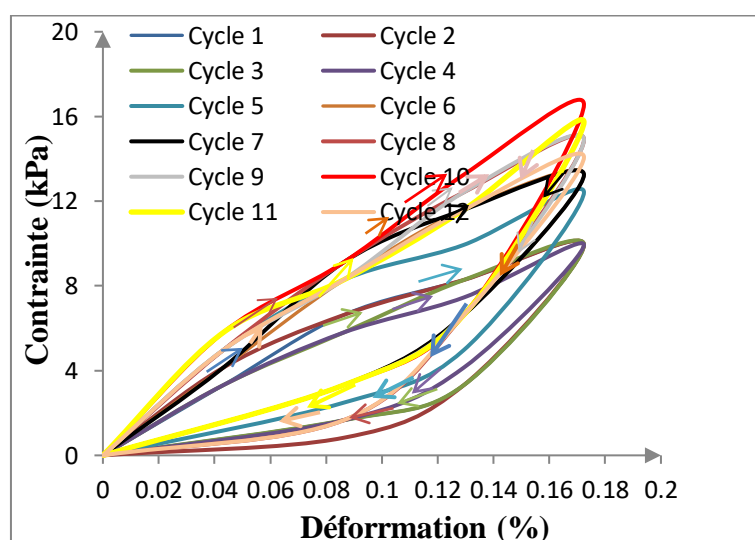


Figure 4.13 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17% avec 0% de ciment après 7 jours de cure.

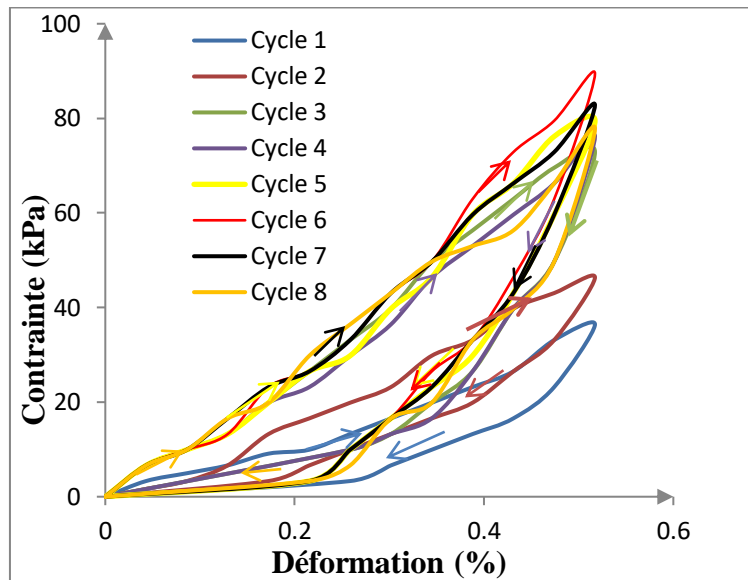


Figure 4.14 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5% avec 0% de ciment après 7 jours de cure.

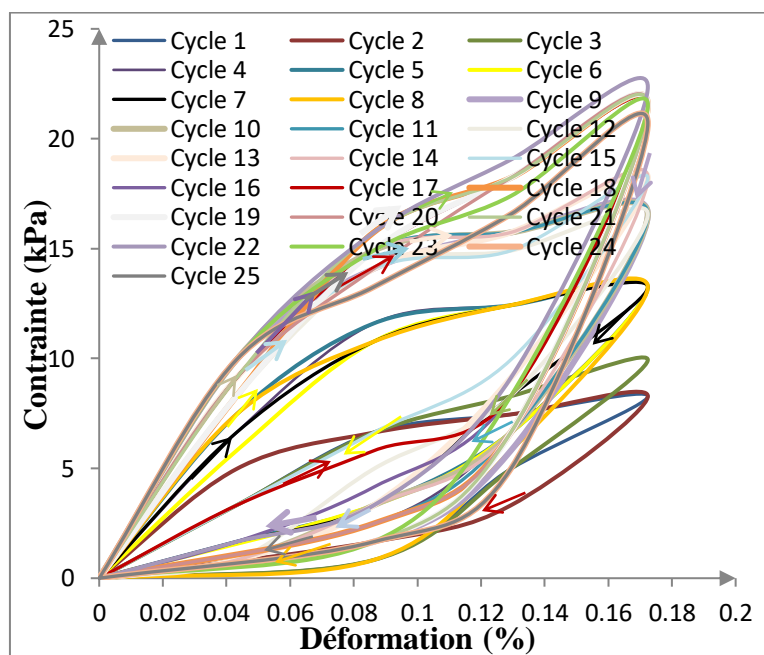


Figure 4.15 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17% avec 0% de ciment après 28 jours du cure.

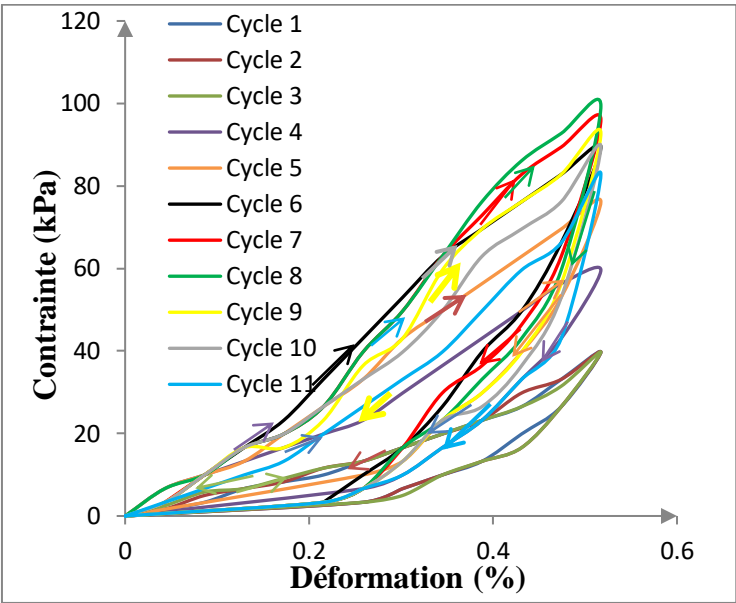


Figure 4.16 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5% avec 0% de ciment après 28 jours de cure.

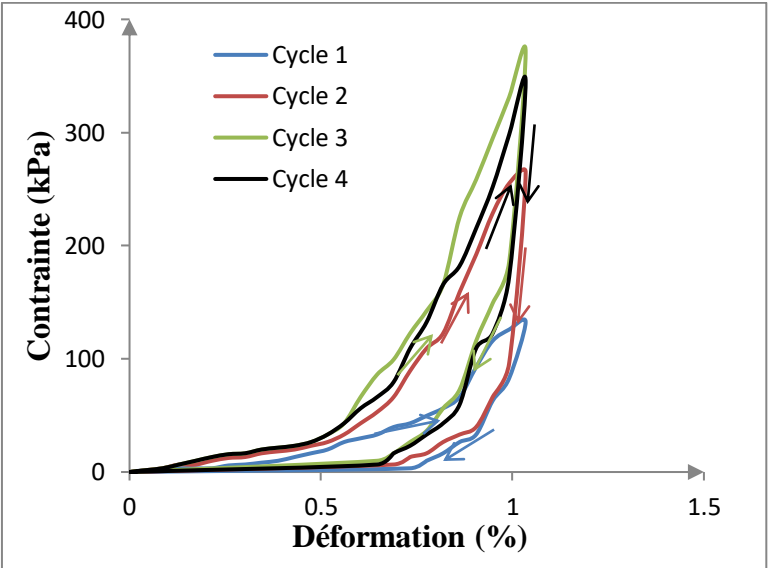


Figure 4.17 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1% avec 0% de ciment après 7 jours de cure .

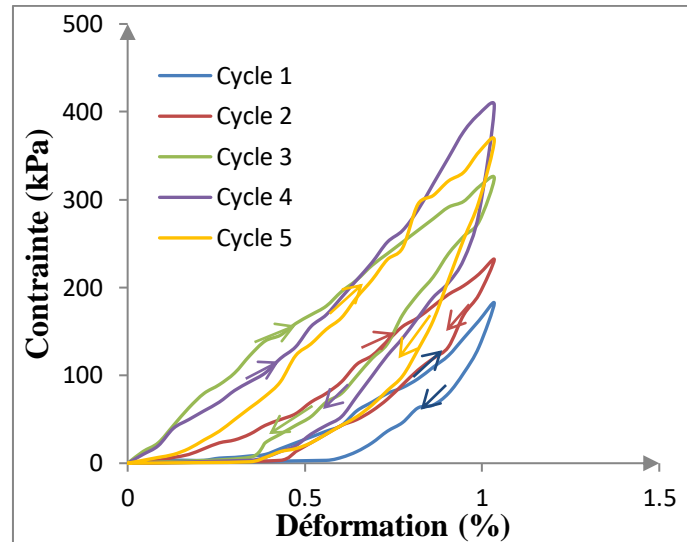


Figure 4.18 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1% avec 0% de ciment après 28 jours d'âge.

4.6 .1.2 Effet du nombre de cycles sur l'évolution de la résistance pour un taux du ciment C%=2 et C%=4 % à différentes amplitudes des déformations contrôlées ($\epsilon\%$ = 0, 17, 0,5,1).

Les résultats des figures ci-dessous présentent l'évolution de la résistance sous chargement cyclique. Ils démontrent une augmentation de la résistance au fur et à mesure de l'augmentation du nombre de cycles, jusqu'à atteindre la rupture, pour différents taux de ciment ajouté.

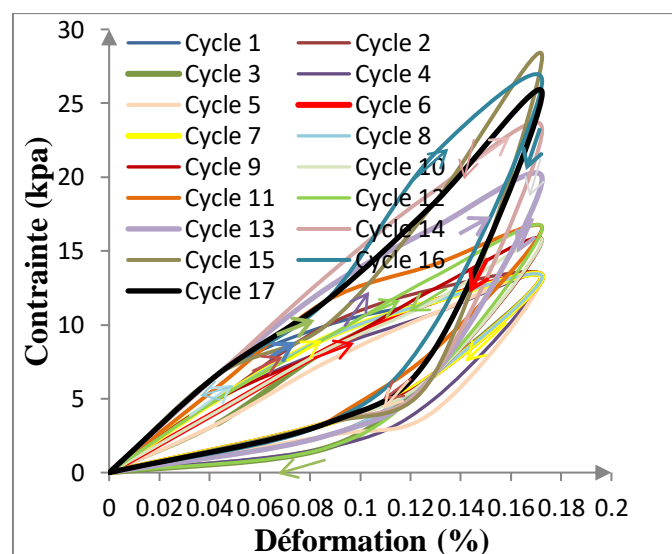


Figure 4.19 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17% avec 2% de ciment après 7 jours d'âge.

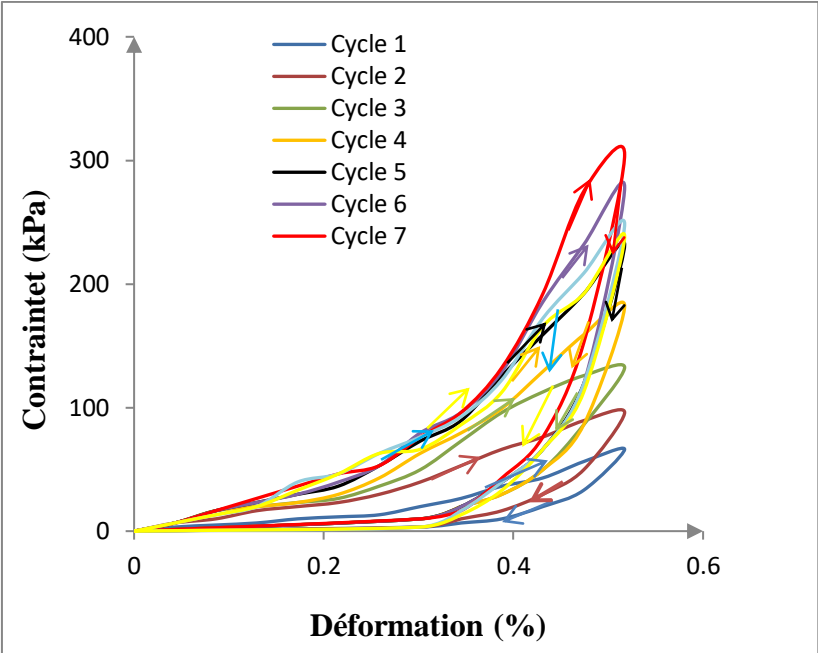


Figure 4.20 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5 ,% avec 2% de ciment après 7 jours d'âge.

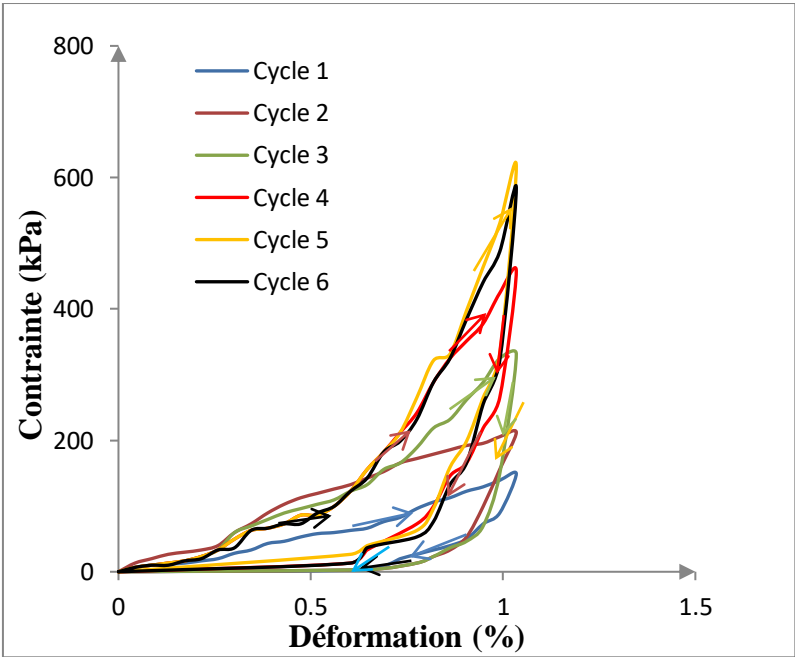


Figure 4.21: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1 % avec 2% de ciment après 7 jours d'âge.

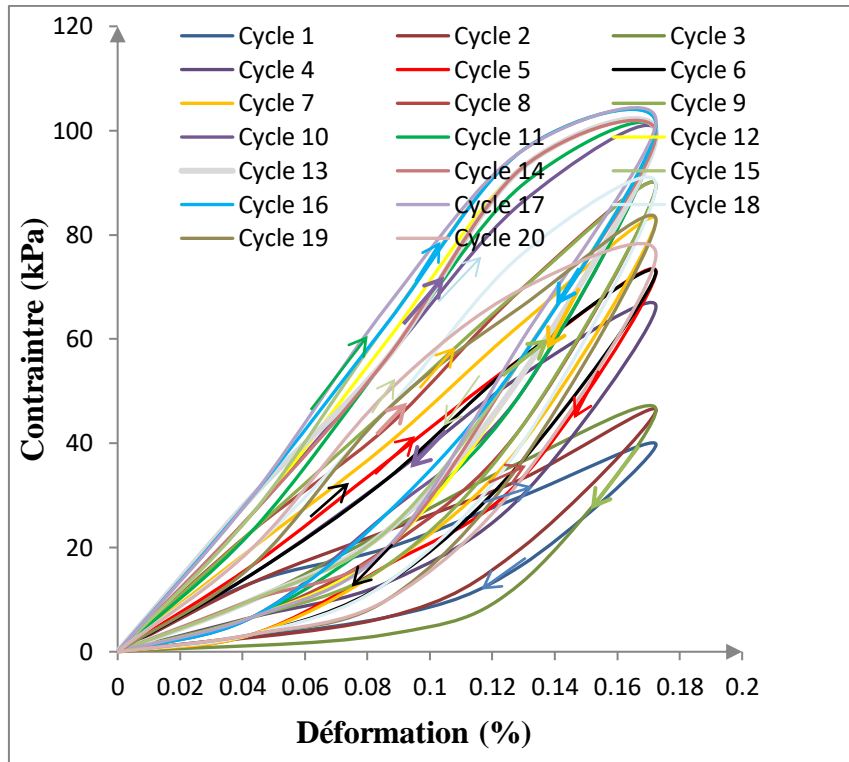


Figure 4.22 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17 % avec 4% de ciment après 7 jours .

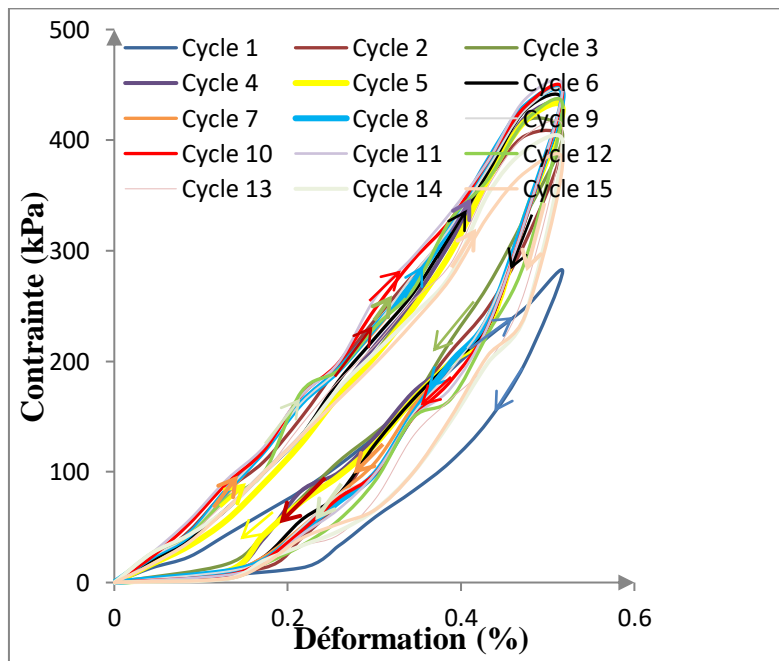


Figure 4.23 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5 % avec 4% de ciment après 7 jours d'âge .

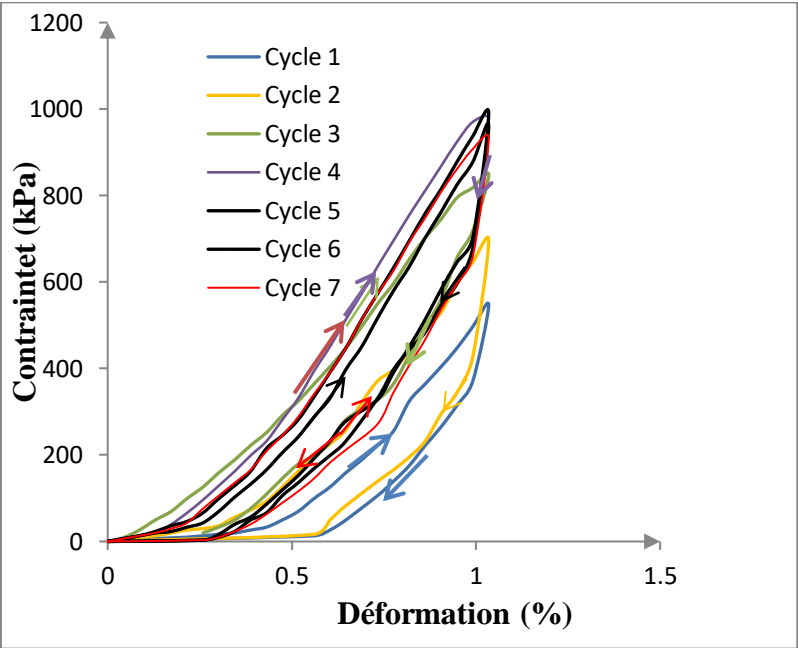


Figure4.24 :Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1 % avec 4% de ciment après 7 jours d'âge .

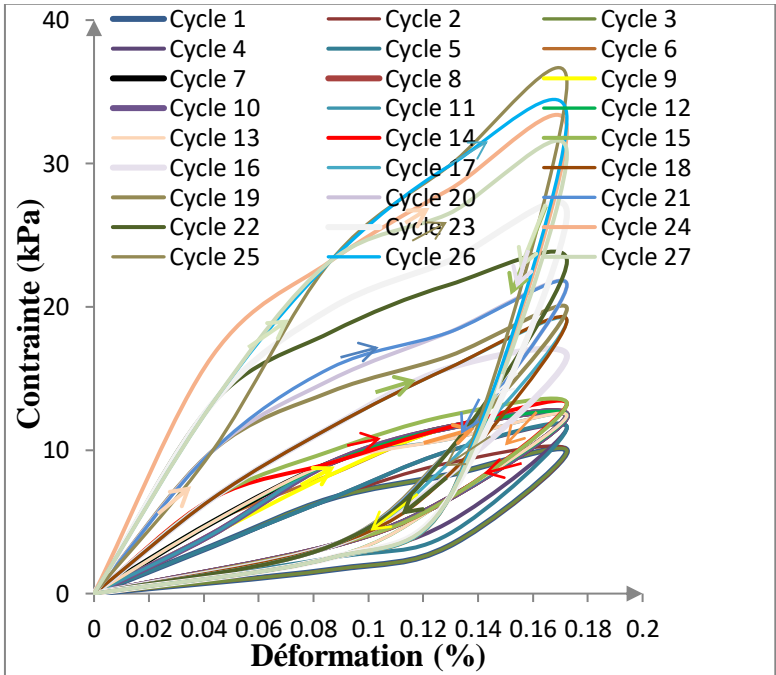


Figure 4.25 :Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17% avec 2% de ciment après 28jours d'âge.

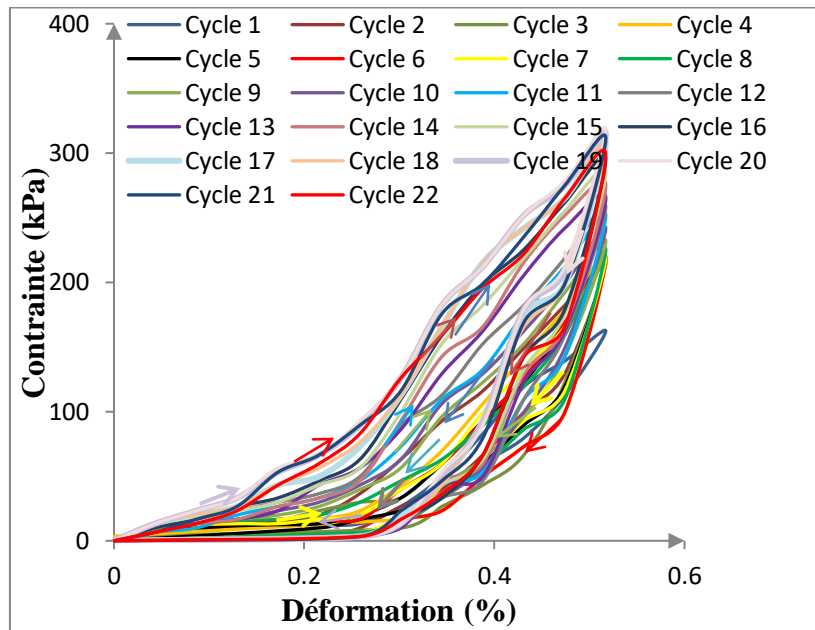


Figure 4.26 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5 % avec 2% de ciment après 28 jours d'âge .

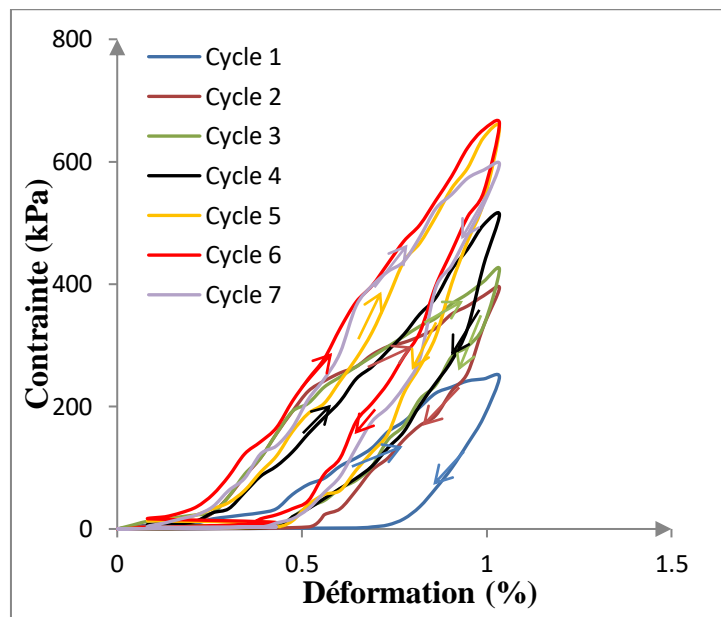


Figure 4.27 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1 % avec 2% de ciment après 28 jours d'âge.

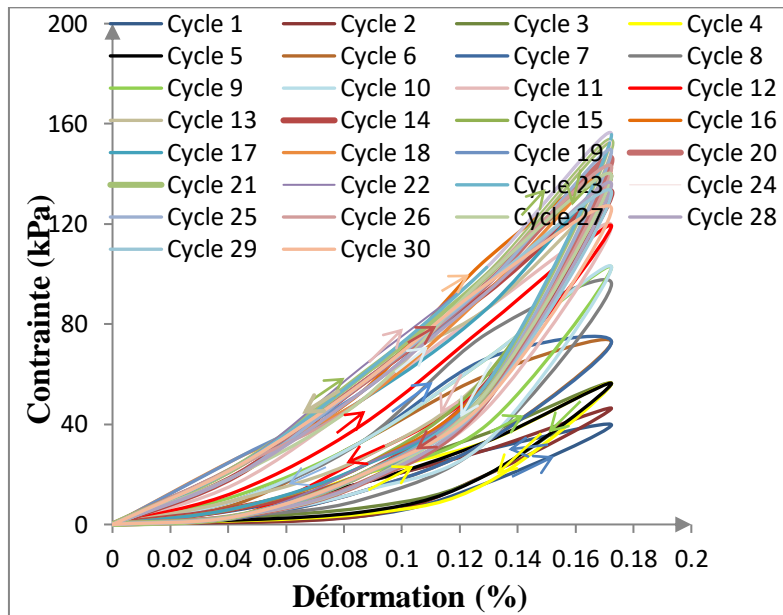


Figure 4.28 Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17 % avec 4% de ciment après 28 jours d'âge.

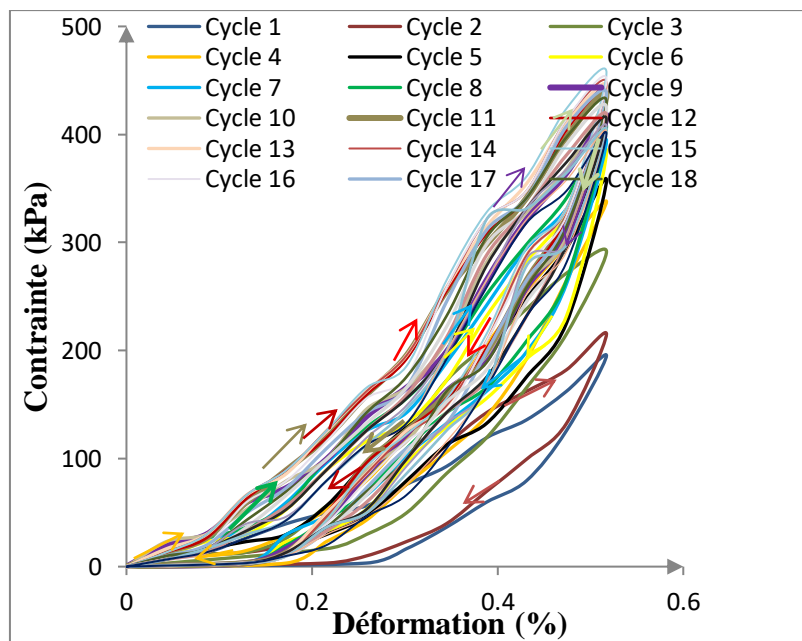


Figure 4.29 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5 % avec 4% de ciment après 28 jours d'âge.

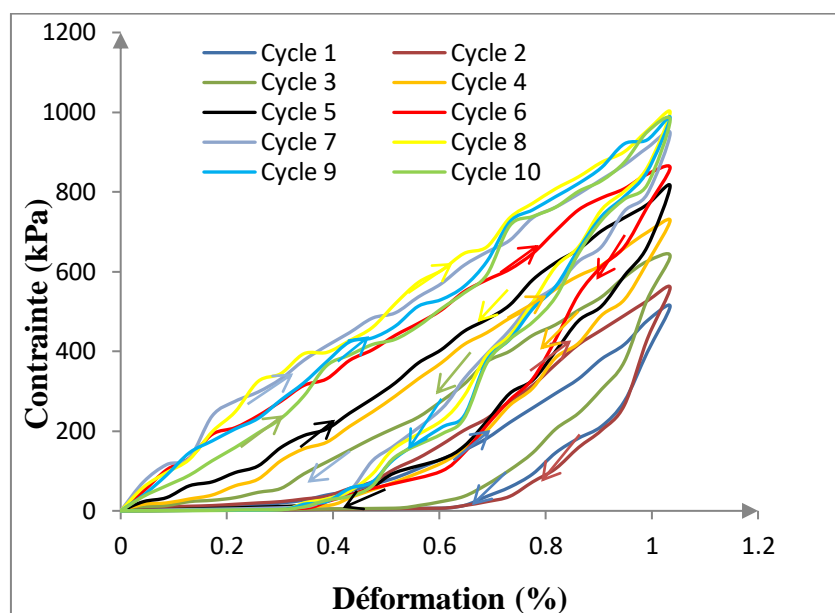


Figure 4.30 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1 % avec 4% de ciment après 28 jours d'âge.

4.6.1.3 Effet du ciment sur la résistance à la rupture (UCS_{max}) en fonction du nombre de cycle après 7 jours pour une $f=0,002Hz$

La Figure 4.31 illustre l'influence du ciment sur l'évolution de la résistance sous chargement cyclique à la rupture (UCS_{max}) après 7 jours. Elle montre d'une manière très claire que l'augmentation du taux de ciment conduit à une translation importante des courbes de l'évolution de la résistance à la rupture (UCS_{max}) vers la droite.

Pour le sable non traité ($C = 0\%$), des essais ont été réalisés pour trois déformations contrôlées, $\varepsilon\% = (0,17, 0,5 \text{ et } 1)$, dans les essais (0A7, 0B7, 0C7). Il est à noter que la rupture s'est produite rapidement, après 4 cycles, avec une résistance maximale de 370,95 kPa pour ($C = 0\%$, $\varepsilon\% = 1$) dans l'essai (0C7). En revanche, pour l'essai (0B7) ($C = 0\%$, $\varepsilon = 0,5\%$), il a fallu 8 cycles pour atteindre la rupture, avec une résistance maximale de 89,42 kPa. Pour l'essai (0A7) avec une déformation faible ($C = 0\%$, $\varepsilon = 0,17\%$), il a fallu 12 cycles de chargement, avec une résistance maximale de 16,56 kPa.

Pour le sable traité au ciment ($C = 2\%$), des essais ont été réalisés avec des déformations contrôlées, $\varepsilon\% = (0,17, 0,5 \text{ et } 1)$, dans les essais (2A7, 2B7, 2C7). On observe qu'un nombre de cycles plus élevé est nécessaire pour atteindre la rupture par rapport aux essais sur le sable non traité (0% de ciment).

Pour l'essai (2A7) ($C = 2 \%$, $\varepsilon = 0,17 \%$), il a fallu environ 15 cycles pour atteindre une résistance maximale de 28,15 kPa. En revanche, pour l'essai (2B7) ($C = 2 \%$, $\varepsilon = 0,5 \%$), 9 cycles étaient nécessaires pour atteindre la rupture, avec une résistance maximale de 304,71 kPa, comparé à l'essai (0B7) sur le sable non traité où la rupture s'est produite après 8 cycles avec une résistance maximale de 89,42 kPa. Pour l'essai (2C7) ($C = 2 \%$, $\varepsilon = 1 \%$), seulement 6 cycles de chargement étaient suffisants pour atteindre la rupture avec une résistance maximale de 616,05 kPa, surpassant ainsi la résistance obtenue pour le sable non traité ($C = 0 \%$, $\varepsilon = 1 \%$) dans l'essai (0C7).

Pour le sable traité au ciment ($C = 4 \%$), les essais ont été réalisés avec des déformations contrôlées de 0,1 %, 0,5 % et 1 % (essais 4A7, 4B7, 4C7). Pour l'essai (4A7) ($C = 4 \%$, $\varepsilon = 0,17 \%$), il a fallu environ 20 cycles pour atteindre une résistance maximale de 76,17 kPa. Pour ($C = 4 \%$, $\varepsilon = 0,5 \%$) (Essai 4B7), la rupture s'est produite après 15 cycles avec une résistance maximale de 447,13 kPa. Enfin, pour l'essai (4C7) ($C = 4 \%$, $\varepsilon = 1 \%$), la rupture s'est produite après seulement 7 cycles de chargement, avec une résistance significative de 990,31 kPa. Cette résistance dépasse celle obtenue pour les essais avec $C = 0 \%$ et $C = 2 \%$.

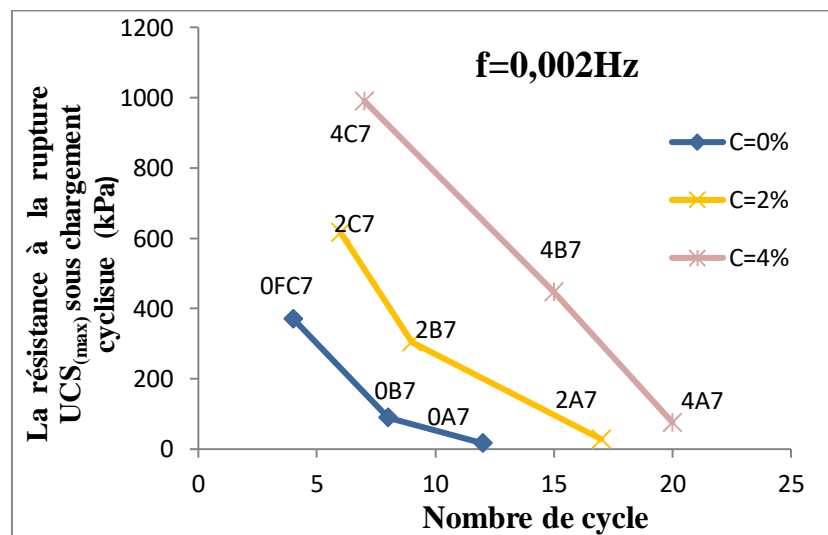


Figure 4.31 : La résistance à la rupture $UCS_{(max)}$ en fonction du nombre de cycle pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) après 7 jours d'âge.

4.6.1.4 Effet du ciment sur la résistance à la rupture (UCS_{max}) en fonction du nombre de cycle après 28 jours pour une $f=0,002Hz$.

La Figure 4.32 présente l'effet du ciment sur la résistance à la rupture (UCS_{max}) des sols durcis après 28 jours d'âge.

Les essais sur le sol non traité ($C\% = 0$) ont été réalisés avec trois amplitudes de déformations contrôlées ($\varepsilon\% = 0,17, 0,5$ et 1) dans les essais (0A28, 0B28, 0C28). Une résistance maximale de 22,35 kPa a été enregistrée après 25 cycles pour ($C = 0\%$, $\varepsilon = 0,17\%$) dans l'essai (1A28). En revanche, pour ($C = 0\%$, $\varepsilon = 0,5\%$) dans l'essai (0B28), il a fallu 11 cycles pour atteindre la rupture, avec une résistance maximale de 99,36 kPa. Pour une déformation de 1% , $C = 0\%$, dans l'essai (0C28), la rupture s'est produite après 5 cycles de chargement, avec une résistance maximale de 364 kPa.

Les essais sur le sable non traité ($C\% = 2$) ont été effectués avec trois amplitudes de déformations contrôlées ($\varepsilon\% = 0,17, 0,5$ et 1) dans les essais (2A28, 2B28, 2C28). Pour une déformation de $0,17\%$, $C = 2\%$, dans l'essai (2A28), il a fallu 27 cycles de chargement, avec une résistance maximale de 35,6 kPa, dépassant la résistance obtenue pour un taux de ciment de 0% dans l'essai (1A28) avec une valeur de 22,35 kPa.

Pour $C = 2\%$ et $\varepsilon = 0,5\%$ dans l'essai (2B28), la rupture s'est produite après 22 cycles, avec une résistance maximale de 317,96 kPa. Dans l'essai (2C28) avec $C = 2\%$ et $\varepsilon = 1\%$, seulement 7 cycles de chargement étaient suffisants pour atteindre la rupture, avec une résistance maximale de 662,42 kPa, surpassant ainsi la résistance obtenue pour le sable non traité ($C = 0\%$, $\varepsilon = 1\%$).

Pour le sable traité au ciment ($C = 4\%$), les essais ont été réalisés avec trois amplitudes de déformations contrôlées ($0,1\%$, $0,5\%$ et 1%) dans les essais (4A28, 4B28, 4C28). Pour $C = 4\%$ et $\varepsilon = 0,17\%$ dans l'essai (4A28), il a fallu 30 cycles de chargement pour atteindre la rupture à une résistance maximale de 155,66 kPa. Dans l'essai (4B28) pour ($C = 4\%$, $\varepsilon = 0,5\%$), il a fallu 25 cycles pour atteindre la rupture à une résistance maximale de 457,44 kPa. Enfin, pour l'essai (4C28) avec ($C = 4\%$, $\varepsilon = 1\%$), la rupture s'est produite après 10 cycles, avec une résistance importante de 1000,25 kPa.

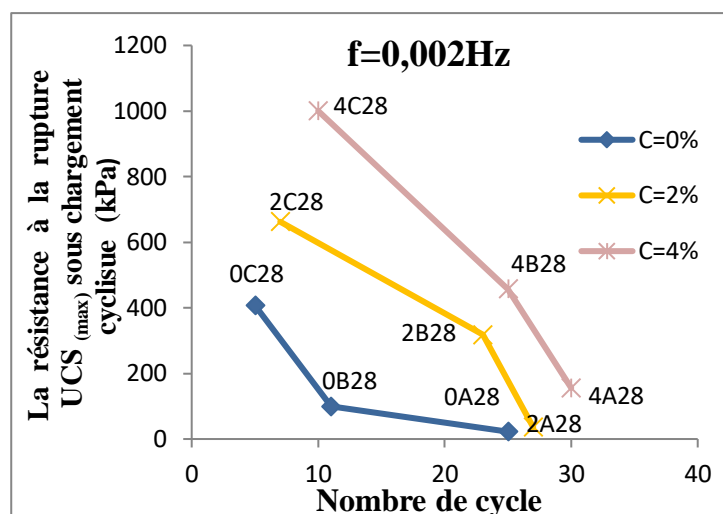


Figure 4.32 La Résistance à la rupture $UCS_{(max)}$ en fonction du nombre de cycle pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) après 28 jours d'âge.

Les résultats des figures (31, 32) démontrent clairement que l'augmentation du taux de ciment se traduit par une augmentation de la résistance à la rupture (UCS_{max}), avec une augmentation notable pour un taux de 4%, par rapport aux échantillons ayant des taux de ciment de 0 % et 2 % .

4.6.2 Comportement sous chargement cyclique pour une fréquence $f=0,004Hz$

4.6.2.1 Effet du nombre de cycles sur l'évolution de la résistance pour un taux du ciment $C=0\%$ à différentes amplitudes des déformations contrôlées ($\epsilon\% = 0.17, 0.5, 1$).

Les résultats des figures (4.33, 4.34, 4.35, 4.36, 4.37, 4.38) mettent en évidence plusieurs observations significatives. Pendant les premiers cycles de chargement, lorsque $1 \leq N \leq 3$, avec des amplitudes de déformation contrôlées de 0,17% et 0,5% à 7 et 28 jours, le comportement peut être considéré comme élastique, et les résistances mobilisées demeurent très faibles à ce stade.

Lorsque $3 \leq N \leq 8$ pour $\epsilon = 0,17\%$ après 7 jours de cure (essai 0D7), les forces de contact et les liaisons entre les grains augmentent, ce qui induit une légère augmentation des résistances mobilisées (Figure 4.33). Ce phénomène est également observé sur les échantillons de 28 jours lorsque $4 \leq N \leq 16$. Pour $\epsilon = 0,5\%$ après 7 jours (essai 0E7), on observe une diminution des résistances mobilisées lorsque $3 \leq N \leq 5$ (Figure 4.36). En revanche, pour $\epsilon = 0,5\%$ à 28 jours (essai 0E28), une augmentation des résistances mobilisées est observée avec l'apparition de fissures lorsque $2 \leq N \leq 7$.

Lorsque $N \geq 9$ pour $\varepsilon = 0,17\%$ après 7 jours de cure (essai 0D7), une légère diminution des résistances mobilisées est observée sans apparition de fissures. Ce phénomène est également observé pour les échantillons de 28 jours lorsque $16 \leq N \leq 18$ pour $\varepsilon = 0,17\%$ (essai 0D28) (Figure 4.35). Pour l'essai 0E7 ($\varepsilon = 0,5\%$ après 7 jours), d'importantes fissures apparaissent au niveau du sol lorsque $N \geq 5$ (Figure 4.34). En revanche, lorsque $7 \leq N \leq 9$ pour $\varepsilon = 0,5\%$ après 28 jours (essai 1E28), la rupture se produit avec l'apparition de fissures (Figure 4.36). Pour l'essai 0F7 ($\varepsilon = 1\%$, 7 jours), une rupture brutale et totale de l'échantillon est observée lorsque $N \geq 2$ (Figure 4.37), tandis que pour $\varepsilon = 1\%$, 28 jours (essai 0F28), la rupture brutale et totale se produit lorsque $N \geq 3$ (Figure 4.38).

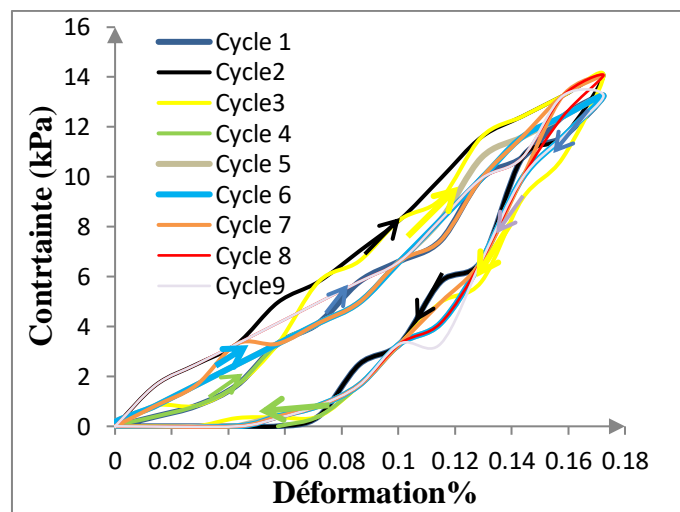


Figure 4.33: Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17% avec 0% de ciment après 7 jours d'âge.

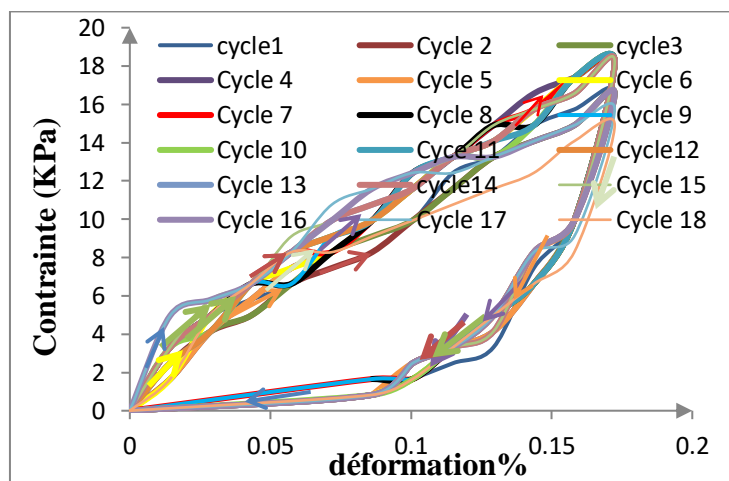


Figure 4.34 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5% avec 0% de ciment après 7 jours d'âge

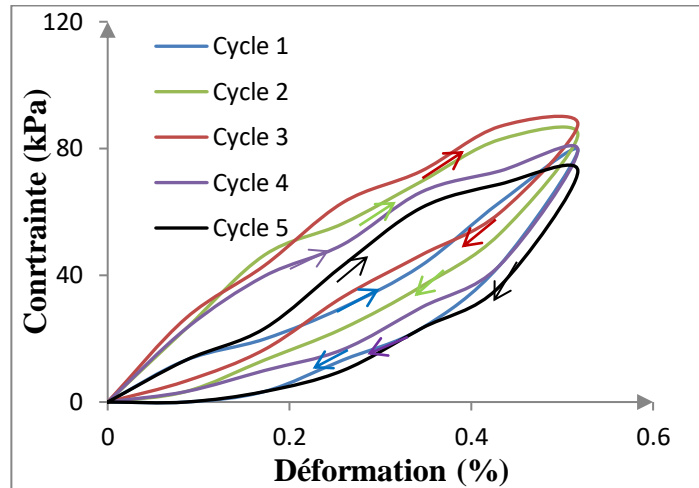


Figure 4.35 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17% avec 0% de ciment après 28 jours d'âge.

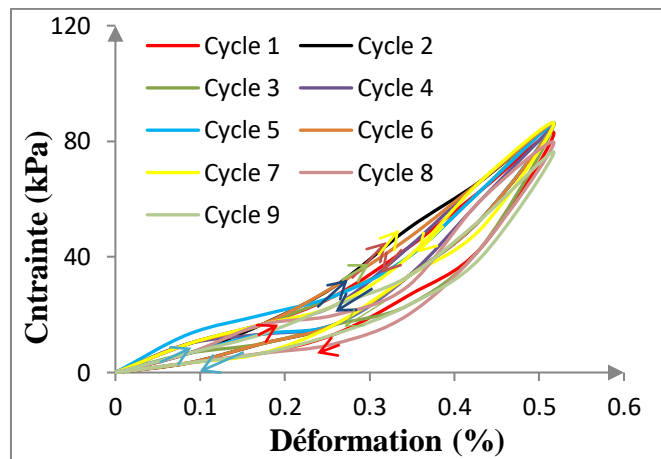


Figure 4.36 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5% avec 0% de ciment après 28 jours d'âge.

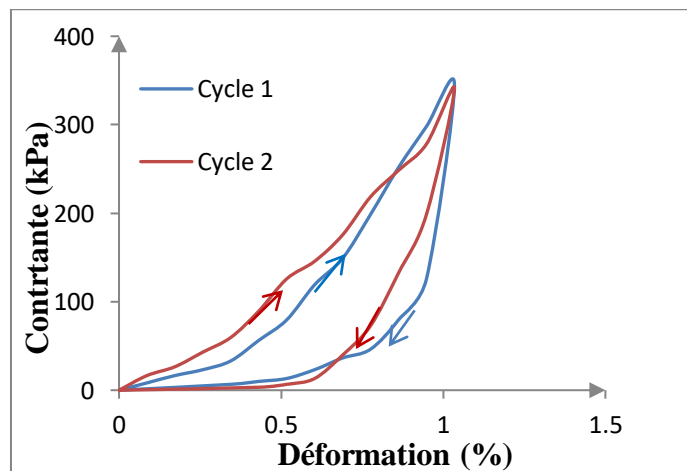


Figure 4.37 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1% avec 0% de ciment après 7 jours d'âge.

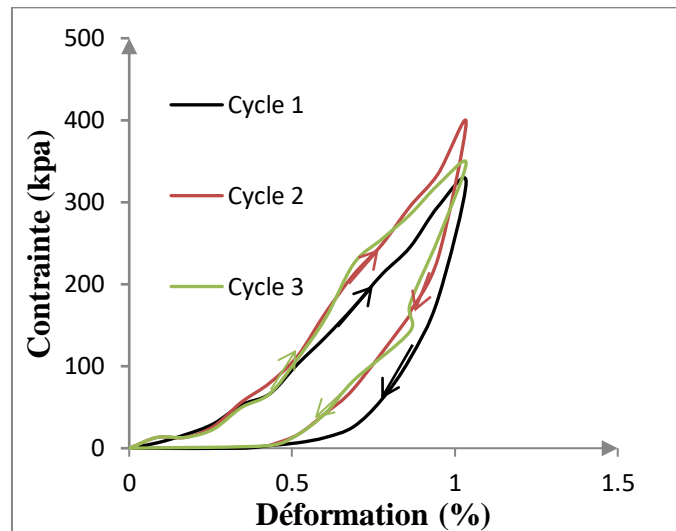


Figure 4.38 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1% avec 0% de ciment après 28 jours d'âge.

4.6 .2.2 Effet du nombre de cycles sur l'évolution de la résistance pour un taux du ciment C%=2 et C%=4 % à différentes amplitudes des déformations contrôlées ($\epsilon\%$ = 0, 17, 0,5,1).

Les résultats figures ci-dessous montrent clairement que l'augmentation du nombre de cycles conduit à une augmentation de la résistance sous chargement cyclique, jusqu'à atteindre la rupture du sable. Ces résultats ont été observés pour différents taux de ciment utilisés.

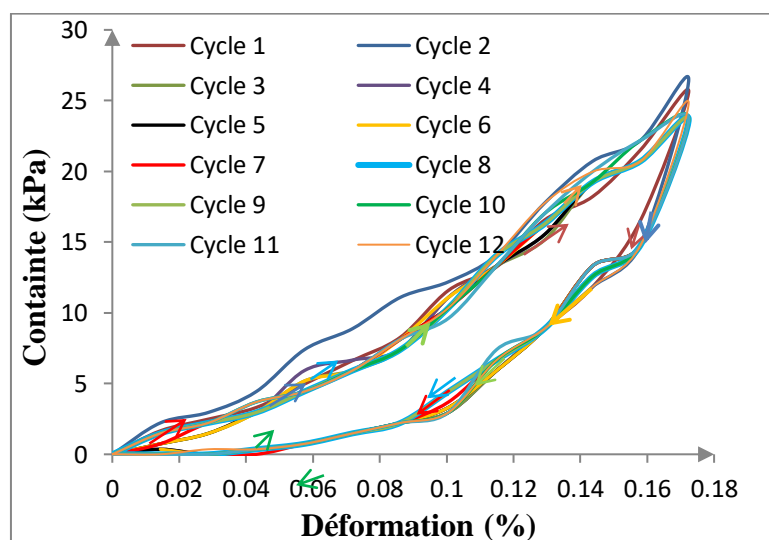


Figure 4.39 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17% avec 2% de ciment après 7 jours d'âge.

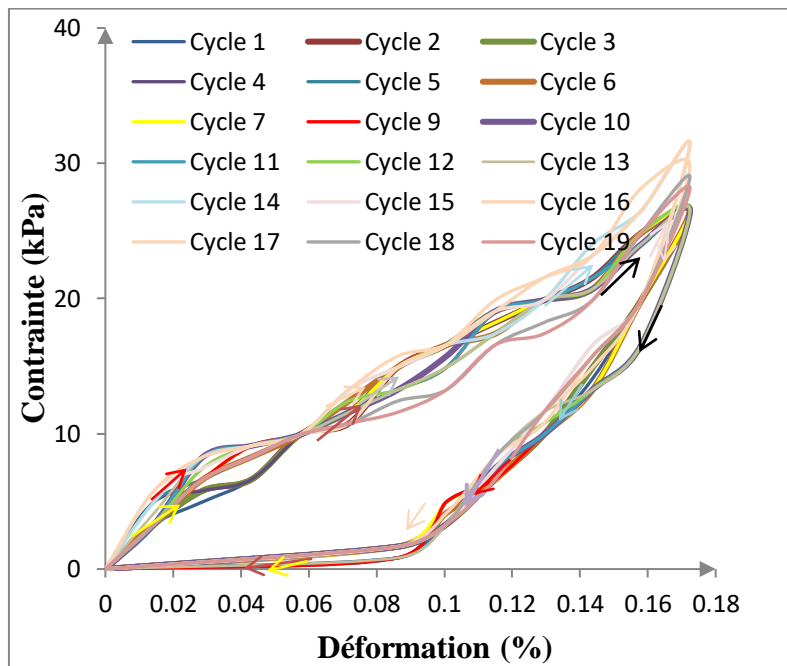


Figure 4. 40 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17% avec 2% de ciment après 28jours d'âge.

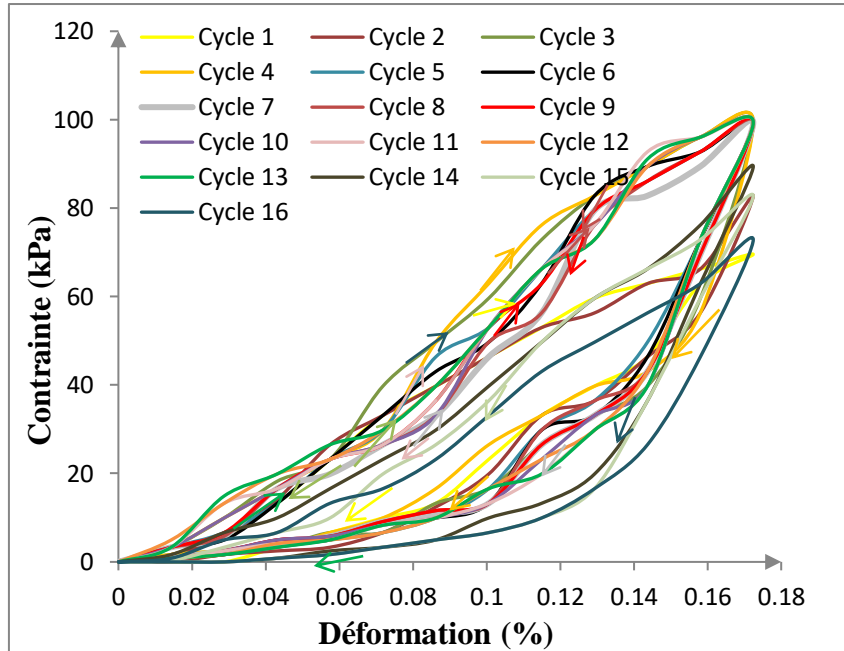


Figure 4.41 Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17 % avec 4% de ciment après 7jours d'âge.

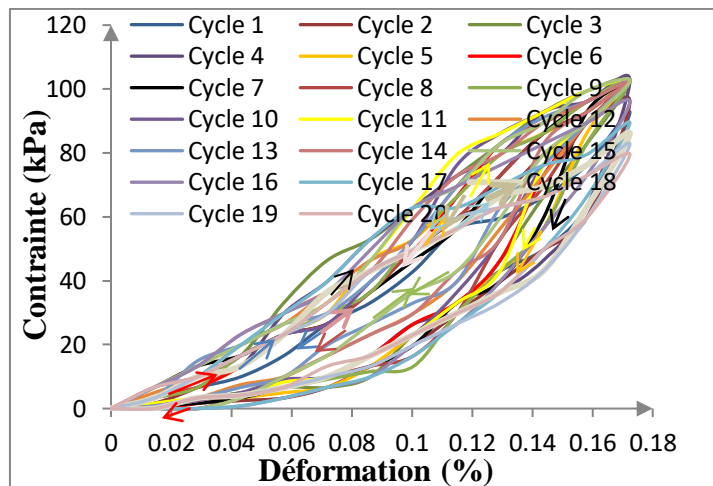


Figure 4.42 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,17 % avec 4% de ciment après 28 jours d'âge.

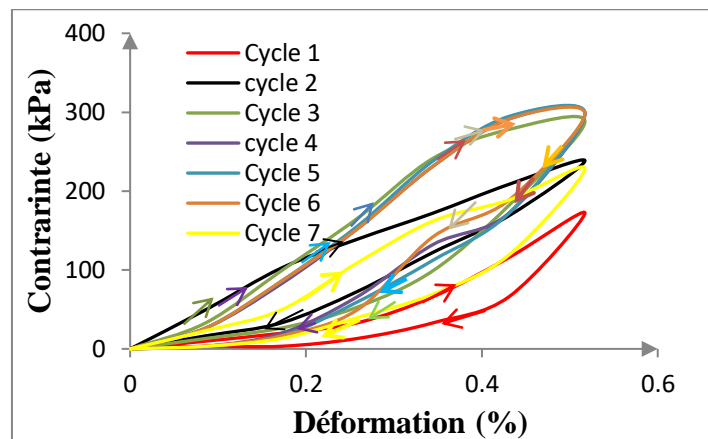


Figure 4.43 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5 % avec 2% de ciment après 7 jours d'âge.

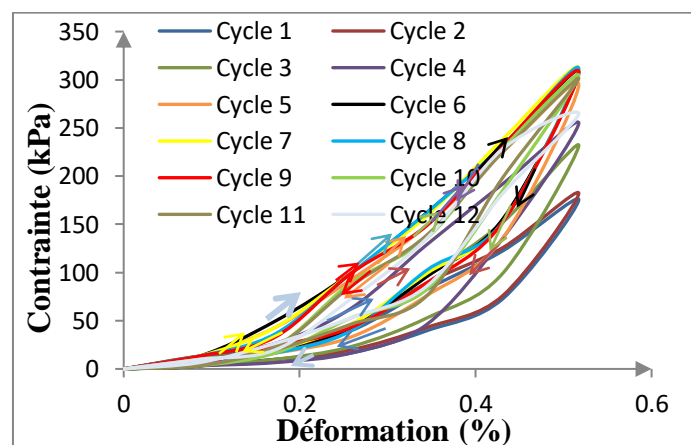


Figure 4.44 Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5 % avec 2% de ciment après 28 jours d'âge.

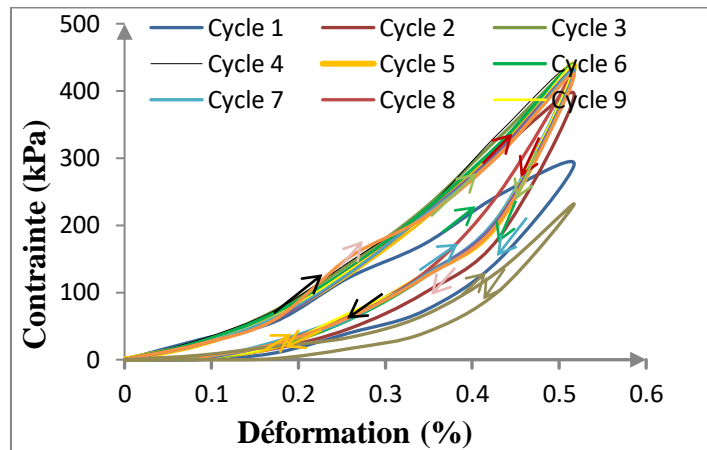


Figure 4.45 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5 % avec 4% de ciment après 7 jours d'âge.

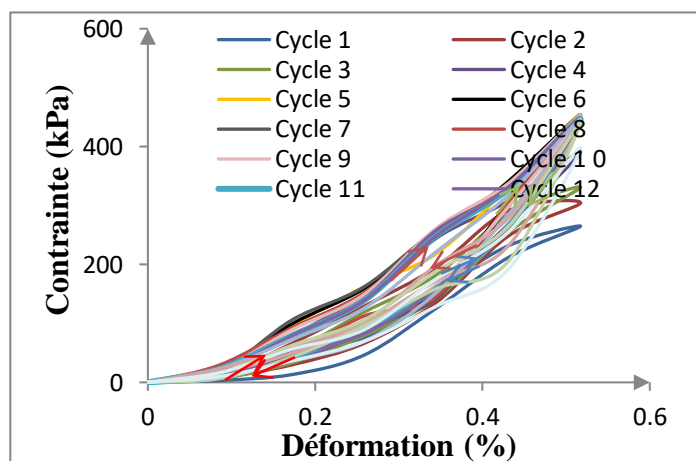


Figure 4.46 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 0,5 % avec 4% de ciment après 28 jours d'âge.

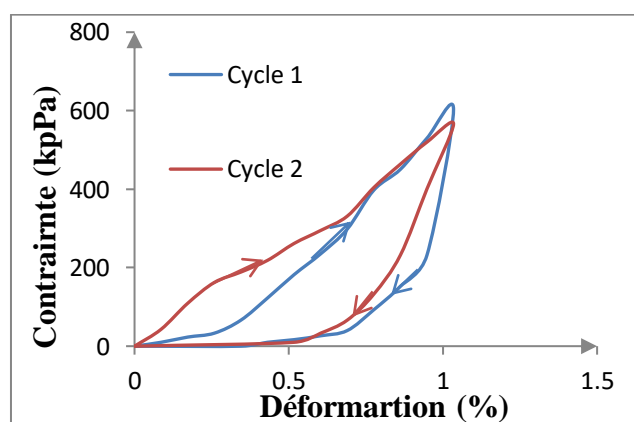


Figure 4.47 Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1 % avec 2% de ciment après 7 jours d'âge.

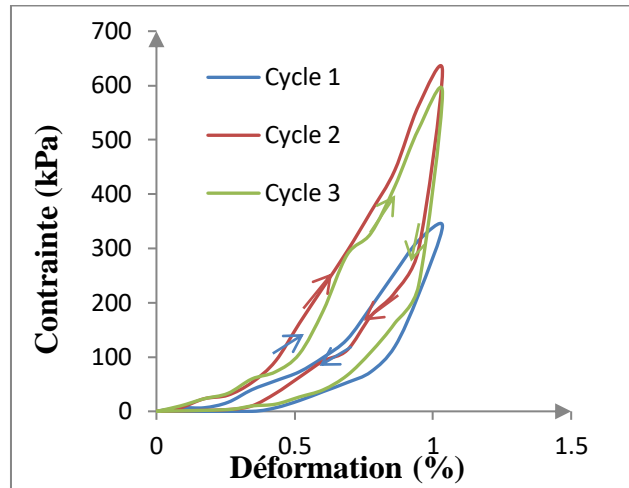


Figure 4.48 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1 % avec 2% de ciment après 28 jours d'âge.

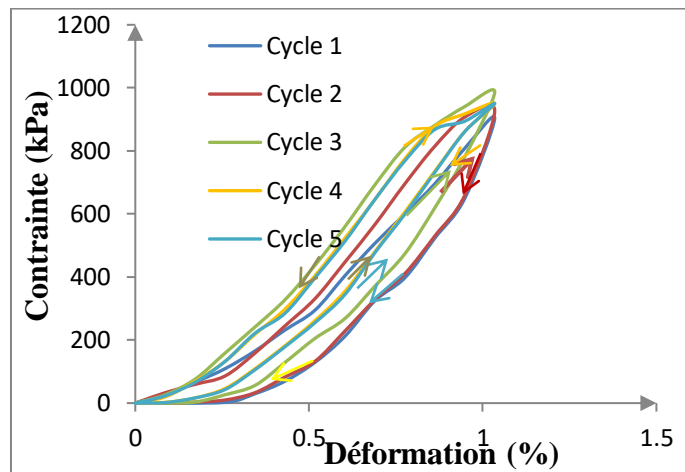


Figure 4.49 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1 % avec 4% de ciment après 7 jours d'âge.

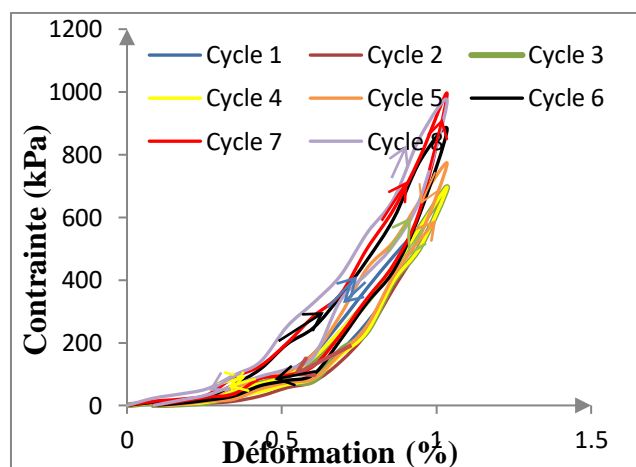


Figure 4.50 : Courbe cyclique (charge décharge) à une déformation contrôlée de 1 % avec 4% de ciment après 28 jours d'âge.

4.6 .2.3 Effet du ciment sur la résistance à la rupture UCS_(max) en fonction du nombre de cycle après 7 jours pour une $f=0,004$ Hz .

La figure 4.51 illustre l'influence du ciment sur l'évolution de la résistance à la rupture UCS_(max) en fonction du nombre de cycle après 7 jours, pour une $f=0,004$ Hz .

Les essais sur le sol non traité ($C\% = 0$) ont été conduits en utilisant trois niveaux d'amplitudes de déformations contrôlées $\varepsilon\% = 0,17, 0,5$ et 1 . Ces essais représentés par les codes 0D7, 0E7 et 0F7, ont révélé des caractéristiques distinctes. Pour l'essai 0F7 avec une déformation ($\varepsilon\% = 1$), la rupture s'est produite rapidement, après seulement 2 cycles, avec une résistance maximale enregistrée à 344,45 kPa.

En revanche, pour l'essai 0E7 ($C\% = 0, \varepsilon = 0,5 \%$), il a fallu 5 cycles avant d'atteindre la rupture avec une résistance maximale de 81,4 kPa, alors que l'essai 0D7 ($C\% = 0, \varepsilon\% = 0,17$) a nécessité un nombre de 8 cycles, ce qui a abouti à une résistance maximale de 14,07 kPa.

Dans le cas du sable traité au ciment ($C\% = 2$), les essais (2D7, 2E7, 2F7) ont été réalisés avec les mêmes amplitudes de déformation. Pour l'essai 2D7 ($C\% = 2, \varepsilon = 0,17 \%$), 12 cycles de chargement ont été nécessaires avec une résistance maximale de 28,15 kPa. L'essai 2E7 ($C\% = 2, \varepsilon = 0,5 \%$) a demandé 7 cycles pour atteindre la rupture à une résistance maximale de 298,08 kPa, tandis que l'essai 2F7 ($C\% = 2, \varepsilon = 1 \%$) a conduit à la rupture après 12 cycles, avec une résistance maximale de 602,8 kPa .

Pour le sable traité au ciment à 4% ($C\% = 4$), les essais (4D7, 4E7, 4F7) ont été effectués avec des amplitudes de déformations de $\varepsilon = 0,17, 0,5$ et 1% . L'essai 4D7 ($C = 4\%, \varepsilon = 0,17\%$) a nécessité 16 cycles de chargement à une résistance maximale de 99,36 kPa. L'essai 4E7 ($C = 4\%, \varepsilon = 0,5\%$) a conduit à la rupture après 13 cycles, avec une résistance maximale de 437,19 kPa. De manière significative, l'essai 4F7 ($C\% = 4, \varepsilon\% = 1\%$) a abouti à la rupture après seulement 6 cycles, avec une résistance maximale remarquablement élevée de 987 kPa, surpassant les valeurs obtenues pour les essais avec un taux de ciment de 2% ($C = 2\%, \varepsilon = 1\%$) ainsi que pour ($C = 0\%, \varepsilon = 1\%$)

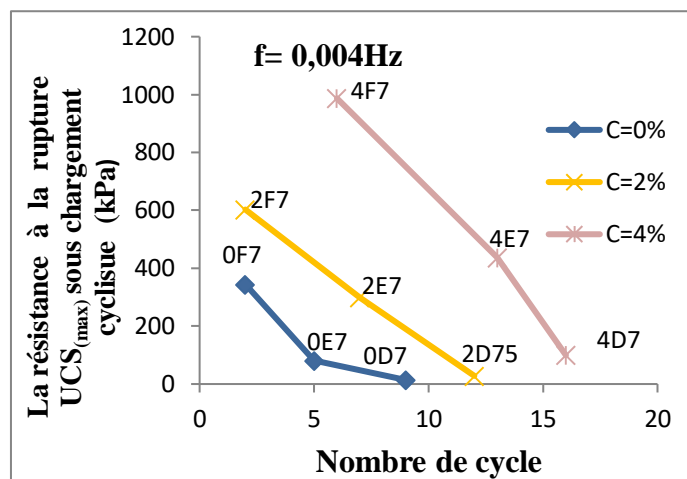


Figure 4.51 : La résistance à la rupture $UCS_{(max)}$ en fonction du nombre de cycle pour différentes valeurs de teneur en ciment (C%) après 7 jours d'âge.

4.6 .2.4 Effet du ciment sur la résistance à la rupture $UCS_{(max)}$ en fonction du nombre de cycle après 28 jours pour une $f=0,004$ Hz .

La Figure 4.52 illustre l'impact du ciment sur la résistance à la rupture (UCS_{max}) des sols durcis après 28 jours d'âge.

Pour le sable non traité ($C\% = 0$) après 28 jours, des essais ont été réalisés avec trois niveaux d'amplitude de déformations ($\epsilon\% = 0,17, 0,5$ et 1). Les essais sont représentés par les codes 0D28, 0E28 et 0F28. Il est observé que la rupture survient rapidement, après seulement 3 cycles, à une résistance maximale de 397,45 kPa, pour une déformation ($C\% = 0, \epsilon\% = 1\%$) lors de l'essai 0F28. De même, pour l'essai 0E28 ($C\% = 0, \epsilon\% = 0,5\%$), la rupture se produit après 9 cycles, avec une résistance maximale de 86,11 kPa. En revanche, il a fallu 18 cycles pour l'essai 0D28 ($C\% = 0, \epsilon\% = 0,17$) avec une résistance maximale de 18,21 kPa.

Concernant le sable traité au ciment ($C\% = 2$), les essais (2D28, 2E28, 2F28) ont été réalisés avec les mêmes amplitudes de déformations. Pour l'essai 2D28 ($C=2\%, \epsilon=0,17\%$), 19 cycles de chargement sont nécessaires pour atteindre une résistance maximale de 298,08 kPa. Pour l'essai 2E28 ($C=2\%, \epsilon=0,5\%$), 12 cycles sont requis pour atteindre la rupture à une résistance maximale de 311,33 kPa comparativement avec le sable non traité ($C=0\%, \epsilon=0,5\%$) atteint la rupture après 9 cycles à une résistance maximale de 86,11 kPa. En ce qui concerne l'essai 2F28 ($C=2\%, \epsilon=1\%$), la rupture se produit après seulement 3 cycles à une résistance maximale de 625,98 kPa.

Pour le sable traité au ciment ($C\% = 4$), les essais (4D28, 4E28, 4F28) ont été effectués avec des amplitudes de déformation de $\varepsilon = 0,17, 0,5$ et 1% . Dans l'essai 4D28 ($C=4\%$, $\varepsilon=0,17\%$), il a fallu un nombre de 20 cycles pour atteindre une résistance maximale de 437,19 kPa. Pour l'essai 4E28 ($C=4\%$, $\varepsilon=0,5\%$), la rupture s'est produite après 16 cycles, avec une résistance maximale de 453,75 kPa. Notamment, la résistance obtenue pour l'essai 4E28 est supérieure à celle des échantillons non traités ($C=0\%$, $\varepsilon=0,5\%$) et traités avec 2% de ciment ($C=2\%$, $\varepsilon=0,5\%$). En ce qui concerne l'essai 4F28 ($C=4\%$, $\varepsilon=1\%$), seulement 8 cycles de chargement étaient nécessaires pour atteindre une rupture à une résistance maximale significative de 993,63 kPa, dépassant les valeurs obtenues pour les échantillons avec un taux de ciment de 0% et 2% .

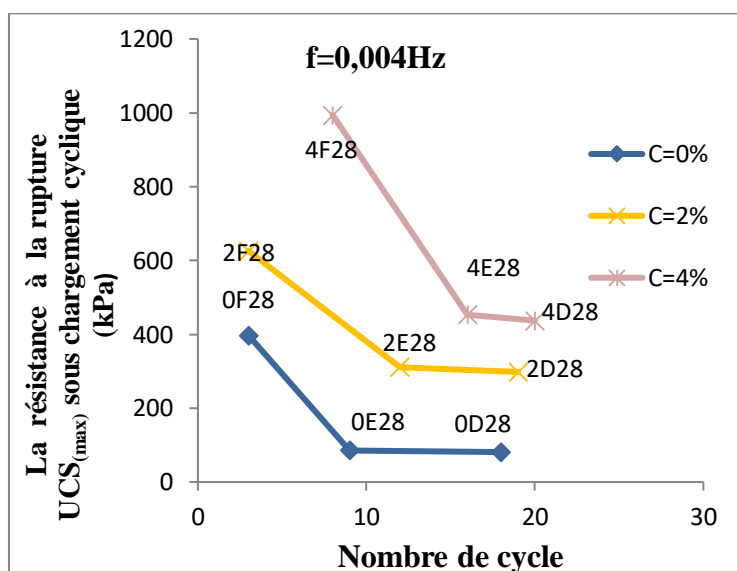


Figure 4.52 : La résistance à la rupture $UCS_{(max)}$ en fonction du nombre de cycle pour différentes valeurs de teneur en ciment ($C\%$) après 28 jours d'âge.

D'après les Figures 4.51 et 4.52, il est notable que l'accroissement du pourcentage de ciment entraîne un décalage significatif des courbes de l'évolution de la résistance sous chargement cyclique vers la droite, ce phénomène étant observé pour différentes amplitudes de déformation ($\varepsilon\% = 0,17, 0,5, 1$)

4.7 Effet du ciment sur la résistance UCS sous chargement cyclique du sol après 7 et 28 jours d'âge

L'évolution de la résistance (UCS) en fonction des teneurs en ciment, pour différentes amplitudes de déformation, après 7 et 28 jours d'âge à des fréquences de $f=0,002$ Hz et $f=0,004$ Hz, est présentée respectivement par les figures (4.53 et 4.54).

- **Pour une fréquence $f=0,002$ Hz**

a) Pour les échantillons de 7 jours de cure, soumis à une déformation contrôlée de $\epsilon=0,17\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de l'UCS de 69,98% et 355,96% respectivement. De même, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% conduit à une augmentation de l'UCS de 59,28% et 596,46%.

b) Pour les échantillons de 7 jours de cure, soumis à une déformation contrôlée de $\epsilon=0,5\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de l'UCS de 240,76% et 400,03% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de l'UCS de 220% et 360,38%.

c) Pour les échantillons de 7 jours de cure, soumis à une déformation contrôlée de $\epsilon=1\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de l'UCS de 60,75% et 166,96% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de l'UCS de 62,60% et 145,53%.

- **Pour une fréquence $f=0,004$ Hz**

a) Pour les échantillons de 7 jours de cure, soumis à une déformation contrôlée de $\epsilon=0,17\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de l'UCS de 88,27% et 606,18% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% conduit à une augmentation de l'UCS de 72,76% et 463,81%.

b) Pour les échantillons de 7 jours de cure, soumis à une déformation contrôlée de $\epsilon=0,5\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de l'UCS de 267,36% et 438,80% respectivement.

De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de l'UCS de 261,54% et 426,94%.

c) Pour les échantillons de 7 jours de cure, soumis à une déformation contrôlée de $\epsilon=1\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de l'UCS de 75% et 186,54% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de l'UCS de 57,49% et 150%.

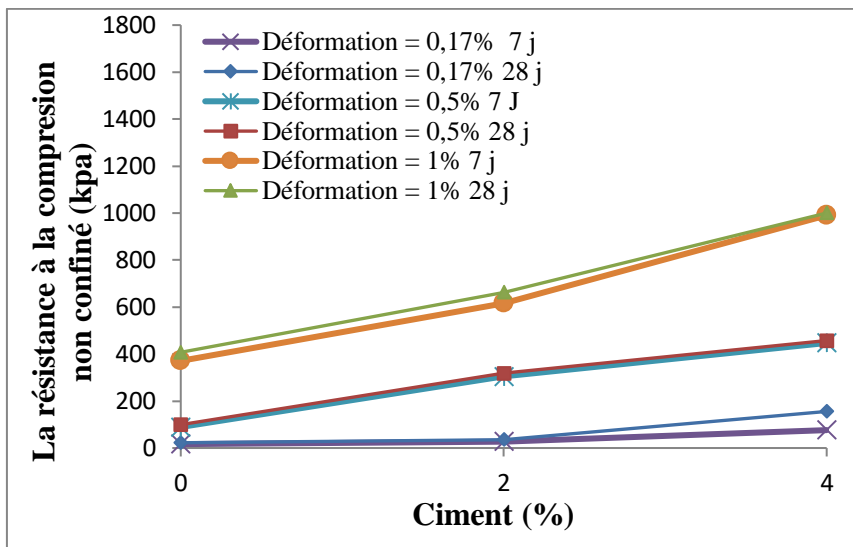


Figure 4.53 : Effet de la teneur en ciment sur la résistance UCS sous chargement cyclique après 7 et 28 jours à une fréquence de $f=0,002\text{Hz}$.

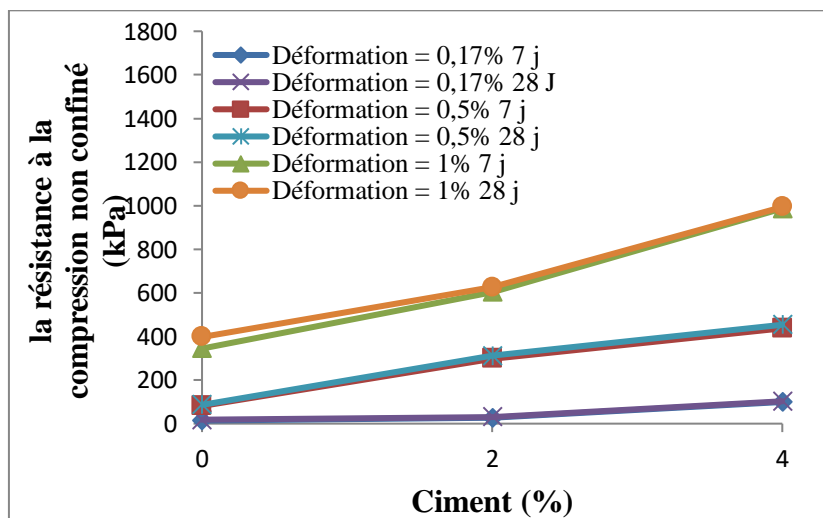


Figure 4.54: Effet de la teneur en ciment sur la résistance UCS sous chargement cyclique après 7 et 28 jours à une fréquence de $f=0,004\text{Hz}$.

Les figures (4.53, 4.54) suggèrent que l'augmentation du taux de ciment ne conduit à aucune augmentation significative de la résistance maximale non confinée, à des déformations contrôlées de $\varepsilon = 0,17 \%$, $0,5 \%$ et 1% après 28 jours par rapport à 7 jours, à une fréquence de $f = 0,002 \text{ Hz}$. De manière similaire, cette observation demeure valable pour les essais à une fréquence de $f = 0,004 \text{ Hz}$.

La différence de résistance maximale sous chargement cyclique à déformation contrôlée, induite par l'augmentation de la teneur en ciment, peut être due aux interactions chimiques entre le ciment, l'eau et le sable formant des liaisons entre les grains. Ainsi, une augmentation de la teneur en ciment peut se traduire par une augmentation non linéaire du nombre de points de contact lors du chargement, ce qui conduit par conséquent à une dilatance accrue du sable cimenté par rapport au sable non cimenté, comme mentionné précédemment (Lo et al., 2003 ; Vu Quoc, 2008).

4.8 L'effet du ciment sur le module d'élasticité

L'évolution du module d'élasticité du sol, traité et non-traité, à différents teneurs en ciment, après 7 et 28 jours d'âge pour différentes amplitudes de déformation ($\varepsilon\% = 0,17, 0,5, 1$) à des fréquences de $f = 0,002 \text{ Hz}$ et $f = 0,004 \text{ Hz}$, est présentée respectivement par les figures (4.55 et 4.56).

- **Pour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$**

a) Pour des échantillons de 7 jours de cure et une amplitude de déformation de $\varepsilon=0,17\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation du module d'élasticité (E) de 69,6% et 359,9% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de E de 59,2% et 686,4% respectivement.

b) Pour des échantillons de 7 jours de cure et une amplitude de déformation de $\varepsilon=0,5\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% conduit à une augmentation de E de 240,7% et 400% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de E de 220% et 360,3% respectivement.

c) Pour les échantillons de 7 jours de cure, avec une amplitude de déformation de $\varepsilon=1\%$. L'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de E de 66% et 166,9% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de E de 62,6% et 145,5% respectivement

- **Pour une fréquence $f=0,004\text{Hz}$**

Pour des échantillons de 7 jours de cure et une amplitude de déformation de $\varepsilon=0,17\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation du module d'élasticité (E) de 178,2% et 606,1% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de E de 162,7% et 463,8% respectivement.

Pour des échantillons de 7 jours de cure et une amplitude de déformation de $\varepsilon=0,5\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% conduit à une augmentation de E de 267,3% et 438,8% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de E de 261,54% et 426,9% respectivement.

Pour des échantillons de 7 jours de cure, avec une amplitude de déformation de $\varepsilon=1\%$, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% induit une augmentation de E de 75% et 186,5% respectivement. De plus, pour les échantillons de 28 jours, l'augmentation de la teneur en ciment de 0 à 2% et de 0 à 4% entraîne une augmentation de E de 57,4% et 150% respectivement.

Les augmentations significatives du module d'élasticité sont probablement dues au comportement non élastique des composites (sable +ciment), associées à des changements majeurs dans la microstructure.

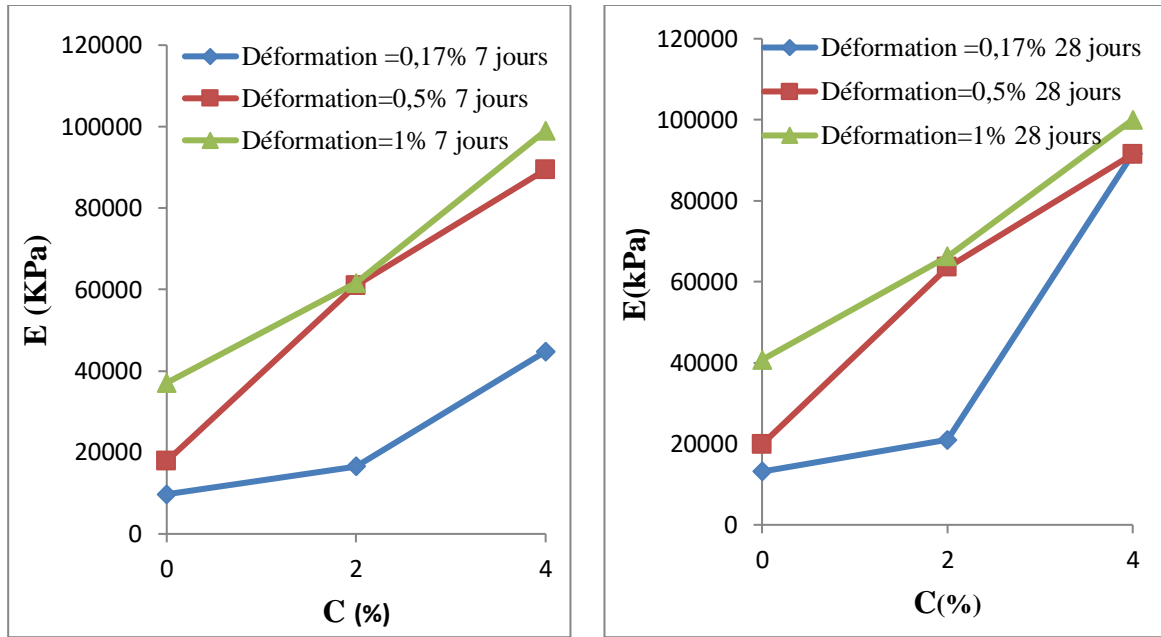


Figure 4.55: L'effet du ciment (C) sur le module d'élasticité (E) pour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$.

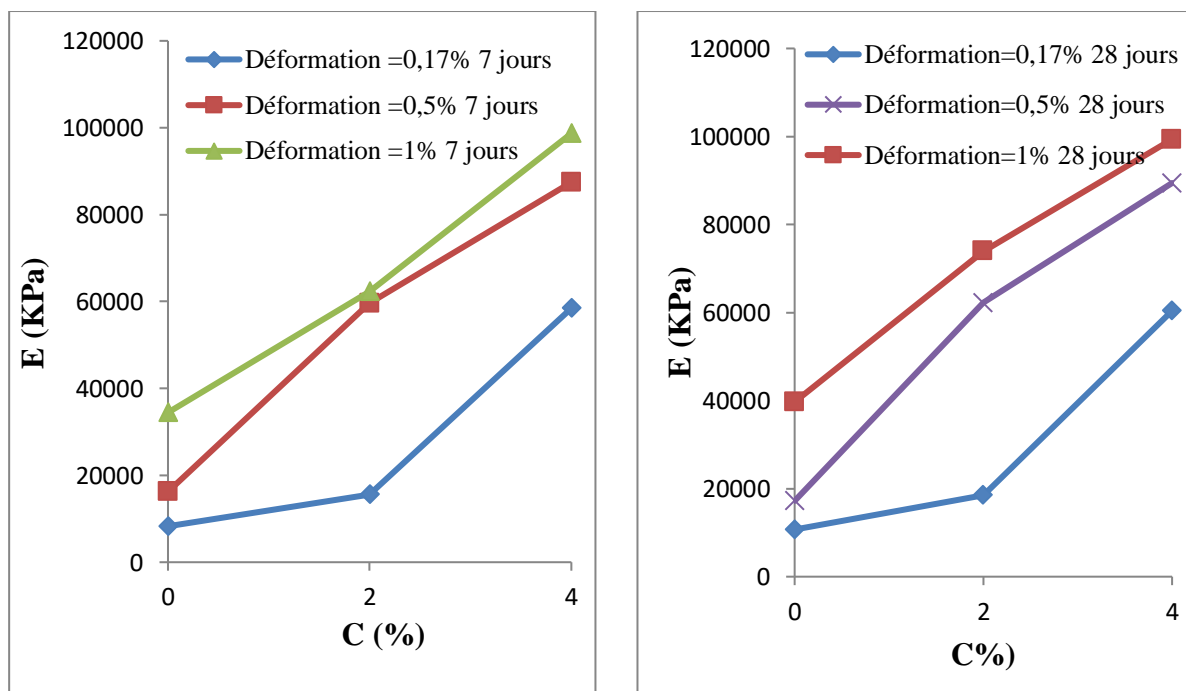


Figure 4.56: L'effet du ciment (C) sur le module d'élasticité (E) pour une fréquence $f=0,004\text{Hz}$.

4.9 Effet du taux de ciment sur le nombre de cycles à la rupture

Les figures (4.57, 4.58) montrent que le nombre de cycles jusqu'à rupture dans le sable composite augmente avec la teneur en ciment. Cette tendance est probablement une conséquence des liaisons supplémentaires formées entre le ciment et le sable en raison des réactions pouzzolaniques. Ces réactions conduisent à la création de silicate de calcium hydraté (C-S-H) et de portlandite (CH), qui contribuent à la durabilité accrue du composite. Par conséquent, cela se traduit par un nombre accru de cycles que le sol peut supporter avant sa rupture. De plus, comme l'ont noté Sun et al. (2020), le chargement du sable augmente sa dilatance, ce qui contribue en outre à la capacité du sol à supporter plus de cycles avant rupture. Ce processus indique une relation entre le chargement mécanique et les changements microstructuraux dans le composite sable-ciment, améliorant sa résilience globale et sa longévité sous chargement cyclique.

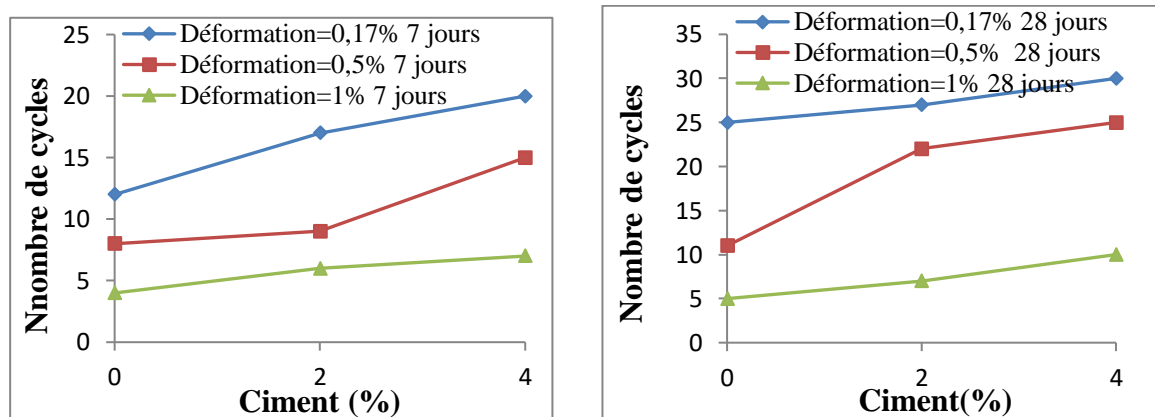


Figure 4.57 : L'effet du ciment sur le nombre de cycle à la rupture pour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$.

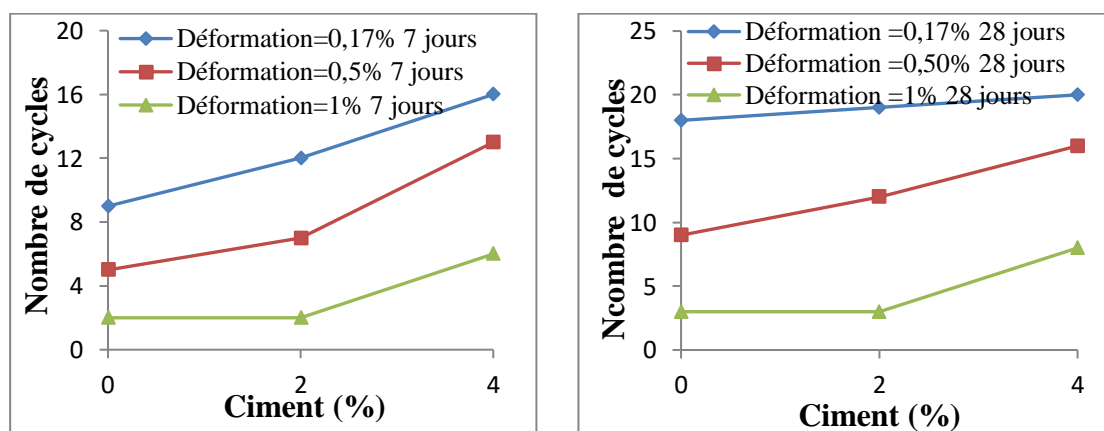


Figure 4.58: L'effet du ciment sur le nombre de cycle à la rupture pour une fréquence $f=0,004\text{Hz}$.

4.10 Effet du nombre de cycle sur le module d'élasticité

Dans les figures (4.59, 4.60), il est évident que le module d'élasticité augmente proportionnellement au taux de ciment lorsque le nombre de cycles approche de la rupture pour chaque niveau de déformation.

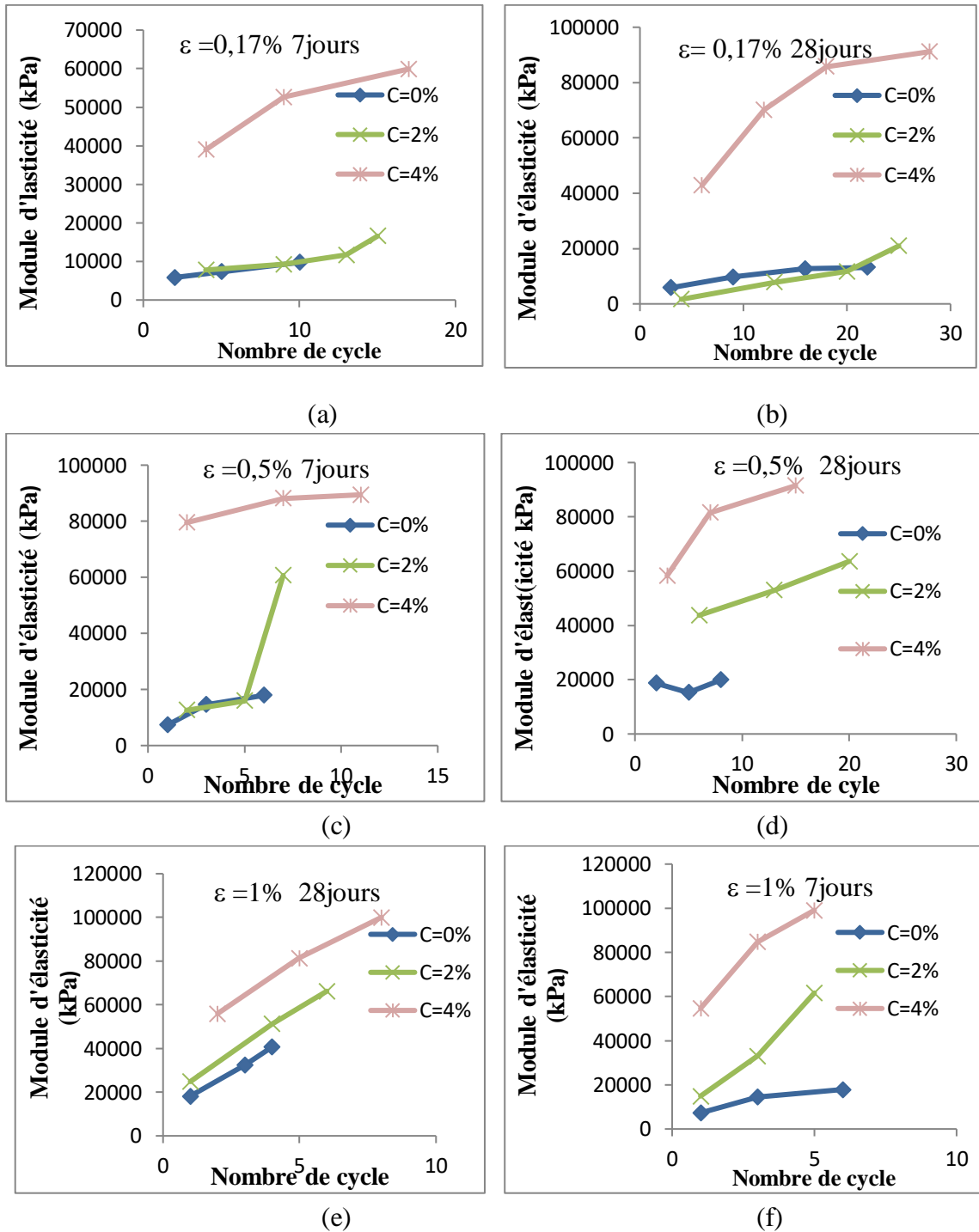
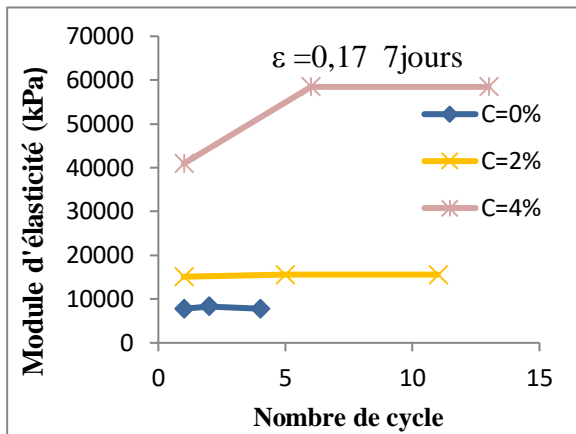
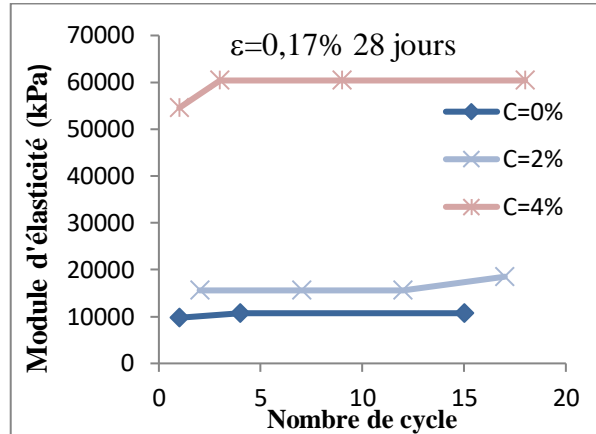


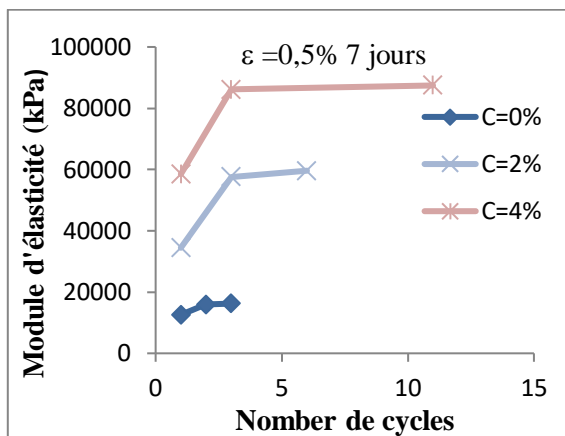
Figure :4.59 : L'effet du nombre de cycle sur le module d'élasticité pour une fréquence $f=0,002\text{Hz}$.



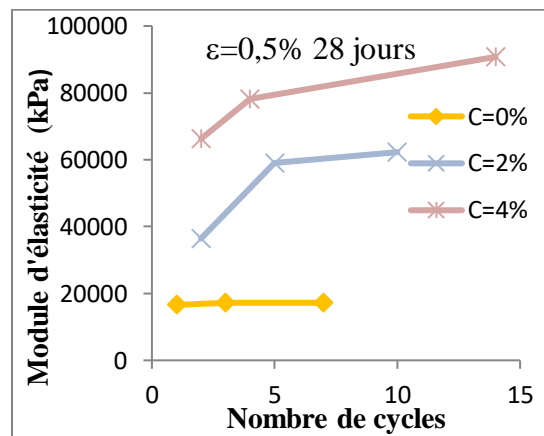
(a)



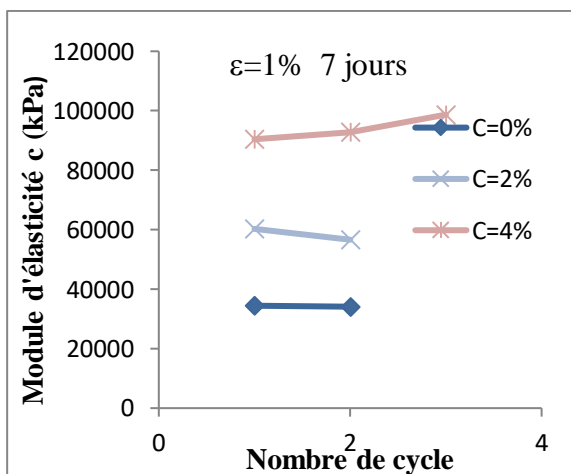
(b)



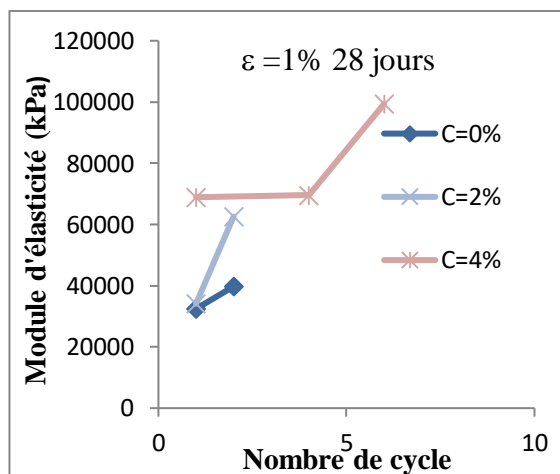
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 4.60 : L'effet du nombre de cycle sur le module d'élasticité pour une fréquence $f=0,004\text{Hz}$.

Pour une déformation très faible ($\epsilon=0,17\%$), on observe une légère augmentation du module d'élasticité, attribuable au comportement élastique du matériau. Ce comportement se manifeste par l'augmentation du nombre de cycles, sans provoquer de déformation notable dans la structure du sable, conduisant ainsi à une résistance et un module d'élasticité relativement faibles.

En revanche, lors des essais sous chargement cyclique à des déformations contrôlées de 0,5%, une augmentation du module d'élasticité est observée en raison du comportement non élastique du matériau. Ce comportement se traduit par l'apparition de fissures, généralement faiblement inclinées par rapport à la verticale, résultant de modifications de la microstructure du sable composite. Ces observations indiquent un comportement élasto-plastique.

Pour les essais sous chargement cyclique à des déformations contrôlées de 1%, une augmentation significative du module d'élasticité est notée. Cette augmentation est attribuée au comportement non élastique du sable composite, se manifestant par de grandes déformations et la rupture de l'éprouvette. Ce comportement conduit à une nette augmentation de la résistance ainsi que du module d'élasticité, comparativement aux éprouvettes soumises à un chargement cyclique à déformation contrôlée de 0,17% et 0,5%. Ces observations sont probablement dues à d'importantes modifications de la microstructure du sable composite, révélant un comportement plastique conduisant à la rupture. Il est important de souligner que lorsque le nombre de cycles augmente pour des amplitudes de déformation élevées, cela entraîne une détérioration des liaisons cimentaires. Cette détérioration se produit à des niveaux de cisaillement plus élevés, ce qui se traduit par une augmentation des modules d'élasticité.

Tableau 4 .4: Résultats des Essais de compression cyclique non confiné pour une fréquence de changement ($f= 0.002\text{Hz}$)

Essais de compression cyclique non confiné						
$f= 0.002 \text{ Hz}$						
Test code	Ciment (C%)	Age (jours)	(ϵ %)	UCS _{max} (kPa)	N	E (KPa)
0A7	0	7	0,17	16,56	12	9741,17
2A7	2	7	0,17	28,15	17	16529,41
4A7	4	7	0,17	76,17	20	44805,88
0B7	0	7	0,5	89,42	8	17884

2B7	2	7	0,5	304,71	9	60942
4B7	4	7	0,5	447,13	15	89426
0C7	0	7	1	370,95	4	37095
2C7	2	7	1	616,05	6	61605
4C7	4	7	1	990,31	7	99031
0A28	0	28	0,17	22,35	25	13147,05
2A28	2	28	0,17	35,6	27	20941,17
4A28	4	28	0,17	155,66	30	91564,70
0B28	0	28	0,5	99,36	11	19872
2B28	2	28	0,5	317,96	22	63592
4B28	4	28	0,5	457,44	25	91488
0C28	0	28	1	407,38	5	40738
2C28	2	28	1	662,42	7	66242
4C28	4	28	1	1000,25	10	100025

Tableau 4.5: Résultats des Essais de compression cyclique non confiné pour une fréquence de changement ($f= 0.004$ Hz) .

Essais de compression cyclique non confiné $f= 0.004$ Hz						
Test code	Ciment (C%)	Age (jours)	(ϵ %)	UCS _{max} (kPa)	N	E (KPa)
0D7	0	7	0,17	14,07	9	8276,47
2D7	2	7	0,17	28,15	12	16558,8
4D7	4	7	0,17	99,36	16	58447,05
0D28	0	28	0,17	81,14	18	10711,76
2D28	2	28	0,17	298,08	19	18505,88
4D28	4	28	0,17	437,19	20	60394,11
0E7	0	7	0,5	81,14	5	16228
2E7	2	7	0,5	298,08	7	59616
4E7	4	7	0,5	437,19	13	87438
0E28	0	28	0,5	86,11	9	17222
2E28	2	28	0,5	311,33	12	62266
4E28	4	28	0,5	453,75	16	90750
0F7	0	7	1	344,45	2	3444,5
2F7	2	7	1	602,8	2	60280
4F7	4	7	1	987	6	98700
0F28	0	28	1	397,45	3	39700
2F28	2	28	1	625,98	3	639700
4F28	4	28	1	993,63	8	99363

4.11 Conclusion

Dans ce chapitre, l'analyse des résultats des travaux expérimentaux permet de formuler les conclusions suivantes :

Le processus d'hydratation cimentaire, qui se produit en premier lieu, induit une réorganisation et une meilleure répartition des particules dans le sable composite, contribuant ainsi à l'augmentation de la masse volumique sèche maximale avec l'élévation de la teneur en eau en ciment. Cela se traduit par un accroissement de la capacité portante du sable composite, ainsi qu'une augmentation de la cohésion et du frottement interne de ce dernier.

Le second mécanisme apparaît grâce à la réaction d'hydratation des silicates de calcium (C-S-H, CH), se produisant au fil du temps, induisant une amélioration des propriétés du sol. Le développement des hydrates cimentaires est confirmé par la réponse des paramètres de résistance sous chargement statique et cyclique, comme suit :

Les résultats des essais statiques :

Deux séries d'essais de compression non confinés ont été réalisés à des vitesses de chargement de 0,05 mm/min et 0,1 mm/min sur des échantillons de sable âgés de 7 et 28 jours avec des teneurs en ciment de 0 %, 2 % et 4 %.

1. UCS : Une augmentation de la teneur en ciment de 0 % à 2 %, puis à 4 %, a conduit à une augmentation de la résistance (UCS). Pour les échantillons contenant 4 % de ciment et une période de durcissement de 28 jours, chargés à 0,05 mm/min, l'UCS était environ 33 % plus élevé que celui des échantillons similaires testés après 7 jours. Les échantillons soumis à une charge de 0,1 mm/min, après 28 jours, ont montré une résistance (UCS) supérieure de 8 % par rapport à ceux testés après 7 jours.

2. Module d'élasticité (E) : Une augmentation de la teneur en ciment de 0 % à 2 %, puis à 4 %, a entraîné à une augmentation du module d'élasticité. Pour les échantillons contenant 4 % de ciment et une période de durcissement de 28 jours, chargés à une vitesse de 0,05 mm/min, E était environ 99% plus élevé que celui des échantillons similaires testés après 7 jours. Les échantillons soumis à une vitesse de charge de 0,1 mm/min, après 28 jours, ont montré un module d'élasticité supérieur de 15,17 % par rapport à ceux testés après 7 jours.

3. Une vitesse de chargement plus lent a entraîné une compacité du composite sol-ciment, retardant ainsi l'apparition de la fissuration en raison d'une dilatation accrue, ce qui à son tour a augmenté le module d'élasticité.

Les résultats des essais cycliques :

Deux séries d'essais de compression non confinée cycliques à déformation contrôlée ont été réalisés sur des échantillons de sable âgés de 7 et 28 jours avec des teneurs en ciment de 0 %, 2 % et 4 %, à une fréquence de 0,002 et de 0,004Hz.

1. UCS sous chargement cyclique : UCS augmente avec l'âge de maturation du sable composite (sable + ciment).

2. Nombre de cycles jusqu'à la rupture : L'augmentation du nombre de cycles jusqu'à la rupture, avec l'augmentation de la teneur en ciment à une fréquence basse, est probablement attribuable à la dégradation plus lente des liaisons croissantes entre le ciment et le sable, résultant de la réaction pouzzolanique, ainsi qu'à l'augmentation de la dilatace induite par le chargement cyclique.

3. La rigidité (module d'élasticité) augmente, progressivement avec l'âge de maturation du composite (sable + ciment).

Conclusion et perspective

L'étude sur le comportement mécanique du sable de dune local stabilisé au ciment sous différentes sollicitations dans la région nord-est de Skikda, en Algérie, souligne l'importance cruciale de la gestion et de l'exploitation judicieuse des ressources locales pour le développement durable des infrastructures. À travers cette recherche, on a pu mettre en évidence l'efficacité de la stabilisation au ciment pour améliorer les propriétés géotechniques des sols locaux, répondant ainsi aux exigences des projets de construction routière et de fondations.

La première section de cette thèse a établi les fondements théoriques en fournissant une revue sur la rhéologie des sables et des techniques de stabilisation au ciment. Cette analyse a mis en évidence que les processus d'hydratation cimentaires et les réactions d'hydratation des silicates de calcium (C-S-H, CH), se produisant au fil du temps, sont effectivement responsables des modifications des propriétés physiques et mécaniques des sols sableux à court et à long terme. Cette compréhension théorique a ensuite été enrichie par une exploration détaillée du comportement mécanique des sables, en tenant compte des sollicitations statiques et cycliques. Cette investigation a révélé, d'après la littérature, l'influence de plusieurs facteurs internes sur le comportement des sables sous chargement statique et cyclique.

Au sein de la section expérimentale, des essais de laboratoire ont été conduits, nous permettant d'évaluer les impacts de divers paramètres tels que le ciment, le temps de cure, la vitesse de chargement, la composition de la fréquence, ainsi que le nombre de cycles, sur la résistance des sols stabilisés au sable.

Les résultats obtenus dans le quatrième chapitre fournissent des informations précieuses, soulignant les avantages et les limites de la stabilisation des sables dans des conditions spécifiques. Ces découvertes contribuent à optimiser les techniques de construction, garantissant ainsi des infrastructures plus durables, résilientes. Les résultats de cette étude pourraient avoir des retombées économiques et écologiques importantes dans le domaine de la construction, en permettant l'utilisation de ce sol local comme matériau de base pour la construction de routes et de fondations adéquates pour d'autres types de superstructures.

Les principales conclusions de cette étude de recherche sont les suivantes :

1. Les modifications immédiates découlant de l'introduction du composite sable-ciment dans les sols représentent une phase cruciale du processus de stabilisation. Ces changements seraient principalement attribuables à l'hydratation du ciment. Ce processus immédiat induirait une amélioration à court terme des caractéristiques physiques et mécaniques des sols traités par rapport à celles des sols non traités.

- Augmentation de la masse volumique sèche maximale selon la courbe de compactage Proctor normal, accompagnée simultanément d'une diminution de la teneur en eau optimale.

- Amélioration de la capacité portante.

- La cohésion augmente progressivement avec l'ajout du ciment.

- L'angle de frottement interne croît progressivement avec l'ajout du ciment

2. La réaction d'hydratation du ciment est un processus évolutif qui se déroule sur une période allant de quelques jours à long terme. Ce processus induirait une amélioration continue des propriétés physiques et mécaniques des sols.

Les résultats sous chargement statiques indiquent clairement que :

- La résistance (UCS) du sable composite est fortement influencée par son âge. Une période de durcissement prolongée de 28 jours présente une amélioration significative de l'UCS par rapport à celle de 7 jours, soulignant ainsi l'importance du temps dans le processus de stabilisation.

- La rigidité (module d'élasticité) augmente, progressivement avec l'âge de maturation du sable composite.

- Les résultats des essais démontrent que des vitesses de chargement plus lentes favorisent une compacité accrue du mélange sable-ciment, retardant ainsi le phénomène de fissuration en raison d'une dilatation accrue, ce qui à son tour a augmenté le module d'élasticité.

Les résultats des essais cycliques indiquent clairement que :

- UCS augmente progressivement avec l'augmentation de teneur en ciment.

L'augmentation de la teneur en ciment, associée à une augmentation du nombre de cycles et à une prolongation de la période de durcissement, à une fréquence de chargement réduite, entraîne une amélioration notable de la résistance du sable

- L'évolution de E : La rupture progressive des liaisons cimentaires dans le sable cimenté, sous des niveaux de cisaillement plus élevés avant la rupture complète, entraîne une dilatation accrue par rapport au sable non cimenté. Ces changements majeurs dans la microstructure du sable composite induisent une augmentation du module d'élasticité

Les perspectives de ce travail sont les suivantes :

- Explorer des solutions pour améliorer le sable local en incorporant des fibres afin de renforcer ses propriétés mécaniques.

- Il est également suggéré de réaliser une étude minéralogique pour mieux comprendre certains phénomènes affectant le comportement du sable local dans des milieux agressifs. Cette méthode permet une caractérisation approfondie, enrichissant notre compréhension du comportement des sols et consolidant la fiabilité de nos études

- Effectuer une modélisation numérique afin de mieux comprendre le comportement mécanique du sable local et d'anticiper sa réaction dans diverses conditions de chargement.

En résumé, ces orientations de recherche visent à perfectionner les caractéristiques du sable local en employant des méthodes innovantes. L'objectif est d'assurer son utilisation optimale dans les projets de construction, tout en considérant les enjeux environnementaux et économiques.

Références bibliographiques

- A.A. Abdulla and P.D. Kioussis (1997). Behavior of cemented sand. i. testing. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 21(8) :533_547,
- A.Casagrande, R. C. Hirschfeld et S. J. Poulos, Fourth Report (1964). Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays, Cambridge (Massachusetts), Harvard Univ. Press, coll. « SoilMechanicsLab », .
- Adrien S. (2010) Modélisation _élastoplastique du comportement mécanique des sols. Application _a la liqu_efaction des sables et _a la sollicitation d'expansion de cavité.
- AFNOR October(1997) .Guide d'utilisation des ciments.
- AFNOR Mars (1996).Sol reconnaissance et essais :analyse granulométrique NF P94 056.
- AFNOR Octobre (1999).Sol reconnaissance et essais :mesure de la capacité d'absorption de bleu de Méthylène d'un sol détermination des références de compactage d'un matériau NF P94 068.
- AFNOR Mai (1997) .Indice portant CBR,NFP 94 078.
- AFNOR Mars (1996).Sol : reconnaissance et essais :analyse granulométrique NF P94 056.
- AFNOR Octobre (1999).Sol : reconnaissance et essais :détermination des références de compactage d'un matériau NF P94 093.
- AFNOR Mai (1997).essai de compression simple, NF P 94 077.
- Ahnberg, H. and S.-Ere.Johanson (2005). Increase in strength with time in soils stabilised with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products. Deep Mixing'05, Stockholm, 195-202
- Akin, M. K. (2016). Experimental studies on the physico-mechanical properties of jet-grout columns in sandy and silty soils. Journal of African Earth Sciences, 116, 190–197.
- Alonso E., Gens A. et Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40 (3).405-430. (1.2.5), (1.2.7), (1.2.8), (4.1).
- Al-Tabaa, A. and Evans, W.C. (2005). Stabilization-Solidification Treatment and Remediation: Part I: Binders and Technologies-Basic Principal. Proceedings of the International Conference on Stabilization/Solidification Treatment and Remediation (pp. 367-385). Cambridge, UK: Balkema
- Axelsson, K., S.-E.Johansson and R. Andersson (2002).Stabilization of Organic Soils by Cement and Pozzolanic Reactions - FEASIBILITY STUDY, Swedish Deep Stabilization Research Centre.3..
- Bahloul, O. (2015). etude de l'influence des sels sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol a effondrement brusque par differentes contraintes verticales (doctoral dissertation, université de batna 2)
- Bazazorde, S. (2018). UCS and CBR behaviour of Perth sandy soil reinforced with waste tyre fibres and cement.
- Bello, A.A. (2011). "Influence of compaction delay on CBR and UCS of cement-stabilized lateritic soil" . The Pacific Journal of Science and Technology, 12 (2), 87-98.
- Bruce, D. A. (2001). "Practitioner's guide to the deep mixing method." Ground Improvement 5(3): 95-100.

- Boudlal, O. (2013). Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri)
- Bruno Pouliquen, Joël Andreotti et Forterre, *Granular media : between fluid and solid*, Cambridge, Cambridge University Press, 2013, 462 p.
- Chen, D. (2005). Modélisation du comportement hydromécanique d'un mortier sous compression et dessiccation (Doctoral dissertation, Lille 1)
- Chew, S. H., A. H. M. Kamruzzaman and F. H. Lee (2004). "Physicochemical and Engineering Behavior of Cement Treated Clays " *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*: 696-706.
- Choi, EY, Ding, SL et Haber, SN (2017). Entrées combinatoires au striatum ventral du cortex temporal, du cortex frontal et de l'amygdale : implications pour la segmentation du striatum. *Eneuro* , 4 (6).
- Chompoorat, T., Thepumong, T., Taesinlapachai, S., & Likitlersuang, S. (2021). Repurposing of stabilised dredged lakebed sediment in road base construction. *Journal of Soils and Sediments*, 21(7), 2719-2730.
- Choobbasti, A. J., & Kutanaei, S. S. (2017). Microstructure characteristics of cement-stabilized sandy soil using nanosilica. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(5), 981-988.
- Clough, G.W., Sitar, N., Bachus, R.C. and Rad, N.S. (1981) Cemented sands under static loading, *ASCE J. Geotech. Eng.*, 107(6), 799–817.
- Consoli, N. C., Winter, D., Leon, H. B., & Scheuermann Filho, H. C. (2018). Durability, strength, and stiffness of green stabilized sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(9), 04018057
- Collins K. et McGown A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24 (2). 223-254. (1.2.8).
- Das, B.M., (1998). *Principles of Geotechnical Engineering*, fourth ed. PWS Publishing Company, Boston.
- Daskalova L B., 1980. Influence de la composition minéralogique et granulométrique des sols sur leur compactage. Colloque international sur le compactage (Paris 22-24 avril). Editions ENPC-LCPC Vol 1. Pp 29-34
- Davalle E M., 1991. Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL
- David .M , (2016) Stabilisation du matériau terre crue pour application en brique de terre comprimée au Burkina Faso , Université de Liège DeepMixing '05, Stockholm, K25-K45 .
- Denies, N. (2011). soil mix activités de recherche en cours en Belgique : Projet SOIL MIX – IWT 080736. In Journée d'étude Franco-Belge « Soutènements » Ecole Polytech' Lille.
- DI bendetto h. and tatsuoka F., Small strain behaviour of geomaterials: modelling of strain rate effects. *Soils and Foundations*, 1997, vol. 37, n°2, pp. 127-138.
- Dob, H., Messast, S., Mendjel, A., Boulon, M., & Flavigny, E. (2016). Behavior of sand after a high number of cycles application to shallow foundation. *International Journal of Civil Engineering*, 14, 459-465.

- Dvorkin, J., Mavko, G., & Nur, A. (1991). The effect of cementation on the elastic properties of granular material. *Mechanics of Materials*, 12(3-4), 207-217.
- Dvorkin, J., Nur, A., & Yin, H. (1994). Effective properties of cemented granular materials. *Mechanics of materials*, 18(4), 351-366.
- Dvorkin, J., & Yin, H. (1995). Contact laws for cemented grains: Implications for grain and cement failure. *International Journal of Solids and Structures*, 32(17-18), 2497-2510.
- Dvorkin, J. (1996). Large strains in cemented granular aggregates: Elastic-plastic cement. *Mechanics of Materials*, 23(1), 29-44.
- Dvorkin, J., & Yale, D. (1997). Plastic compaction of cemented granular materials. *Computers and Geotechnics*, 20(3-4), 287-302.
- Dyedjour ;K : (2012) Modelisation numerique de la liquefaction des sols sableux page 25-26
- Esrig, M. I., (1999). Keynote Lecture: Properties of Binders and Stabilized Soil. Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilisation. Brendenberg, Holm, and Broms, eds., Balkema, Rotterdam, pp. 67-72
- EuroSoilStab. (2002). Development of Design and Construction Methods to Stabilize Soft Organic Soils: Design Guide for soft soil stabilization. CT97-0351, European Commission, Industrial and Materials Technologies Programme (Rite-EuRam III) Bryssel.
- Fabien S .(2011) Evaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment Université Paris-Est, Français
- FdhilaG .(2011) Etude de la corrélation entre la perméabilité et succion .thèse de doctorat université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou
- Festugato, L., Venson, G. I., & Consoli, N. C. (2021). Parameters controlling cyclic behaviour of cement-treated sand. *Transportation Geotechnics*, 27, 100488. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100488>
- Forcelini, M., Garbin, G. R., Faro, V. P., & Consoli, N. C. (2016). Mechanical behavior of soil cement blends with Osorio sand. *Procedia engineering*, 143, 75-81. doi: 10.1016/j.proeng.2016.06.010
- Fukushima, S., & Tatsuoka, F. (1984). Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, 24(4), 30-48.
- Gajo A, Pifer L and De Polo F., (2000). Analysis of certain factors affecting the unstable behavior of saturated loose sand. *Mechanics of cohesive-frictional materials. Mech. Cohes.-Frict. Mater.* 5, pp 215-237.
- Ganne, P., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., & Maertens, J. (2010). Soil mix walls as retaining structures—critical analysis of the material design parameters. In *International conference on geotechnical challenges in megacities*, June 07-10, 2010, Moscow, Russia (pp. 991-998).
- Georgiannou V N., Hight D and Burland J B., (1991). Undrained behavior of natural and model clayey sands. *Soils and foundations.*, vol. 31, N° 3, pp 17-29.
- Gobat J.M. , M. Aragno, W. Matthey (1998) *Le Sol vivant. Bases de pédologie biologie des sols.* Presses Polytechniques ET Universitaires Romandes, Lausanne.

- Güllü, H., & Khudir, A. (2014). Effect of freeze–thaw cycles on unconfined compressive strength of fine-grained soil treated with jute fiber, steel fiber and lime. *Cold Regions Science and Technology*, 106, 55-65. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2014.06.008>
- Hardin B. O. And Drnevich V. P (1972). Shear Modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *ASCE J Soil Mech Found Div*, vol. 98, n°SM6, pp. 603-624.
- Hassan, M.M (2009). Engineering Characteristics of Cement Stabilized Soft Finish Clay - A laboratory Study, Helsinki University of Technology: Ph.D Thesis,
- Haeri, S. M., Hamidi, A., Hosseini, S. M., Asghari, E., & Toll, D. G. (2006). Effect of cement type on the mechanical behavior of a gravely sand. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(2), 335-360.
- Hayashi, H., Nishikawa, J., Ohishi, K., Terashi, M., 2003. Field observation of long-term strength of cement treated soil. *Grouting and Ground Treatment*. pp. 598–609.
- Helson, O. (2017). Comportement thermo-hydro-mécanique et durabilité des bétons de sol: influence des paramètres de formulation et conditions d'exposition (Doctoral dissertation, Université de Cergy Pontoise)
- Hicher P Y. and Chang C S. (2006). Anisotropic nonlinear elastic model for particulate materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(8):1052-1061.
- Hieu .D (2006) ; Comportement élastique et visqueux des sables en petites et moyennes déformations : essais sur éprouvette cylindrique creuse et modélisation , L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- H. Moulay Omar*, M. Abbou, M. Akacem , B. Mekerta, A. Semcha ;(2017) Etude des caractéristiques mécaniques des matériaux locaux de la région d'adrar utilisés en constructions routières ; Faculté des sciences et de la technologie, Université d'adrar – Algérie .
- Holtz, R. D. (1991). Stress distribution and settlement of shallow foundations. In *Foundation engineering handbook* (pp. 166-222). Boston, MA: Springer US.
- Horpibulsuk, S., Miura, N., Nagaraj, T. S., (2003). Assessment of strength development in cement-admixed high water content clays with Abrams' law as a basis. *Geotechnique* 53(4), 439–444
- Ikegami, M., T. Ichiba, K. Ohishi and M. Terashi (2005). Long-term properties of cement treated soil 20 years after construction. 16th ICSMGE, Tokyo, 1199-1203.
- Ismail, M.A., Joer, H.A., Sim, W.H. and Randolph, M.F. (2002) Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil, *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(6), 520–529.
- Itsvan C., 1990. Comportement des sables argileux ; influence du traitement à la chaux. Thèse de doctorat de CGI, ENSMP, INSA Rennes.
- Jacobson, J. R., Filz, G. M., & Mitchell, J. K. (2003). Factors affecting strength gain in lime-cement columns and development of a laboratory testing procedure. Virginia Center for Transportation Innovation and Research.
- Janalizadeh Choobbasti, A., & Soleimani Kutanaei, S. (2017). Effect of fiber reinforcement on deformability properties of cemented sand. *Journal of Adhesion Science and Technology*, 31(14), 1576-1590. <https://doi.org/10.1080/01694243.2016.1264681>.

- Jegandan, S., M. Liska, A. A.-M.Osman and A. Al-Tabbaa (2010). "Sustainable binders for soil stabilisation". *ICE Journal of Ground Improvement* 163(1), 53-61.
- Jesse r. Jacobson (2003) Factors affecting strength gain in lime-cement columns and development of a laboratory testing procedure university distinguished professor emeritus .
- Jiang, Y., Yuan, K., Deng, C., &Tian, T. (2020). Fatigue performance of cement-stabilized crushed gravel produced using vertical vibration compaction method. *Journal of Materials in CivilEngineering*, 32(11), 04020318.
- Kamruzzaman, A.H.M., Chew, S.H., Lee, F.H. (2001).Behaviour of soft Singapore marine clay treated with cement, *ASCE Geotech. Special Publication, GSP*, 113, pp. 472–485.
- Kaur, H.Prajapat, M., Sarma, P., Shekhar, N., Avti, P., Sinha, S., , ... & Medhi, B. (2020). Cibles médicamenteuses du virus corona : une revue systématique. *Revue indienne de pharmacologie* , 52 (1), 56 .
- Kawasaki, T., A. Niina, S. Saitoh, Y. Suzuki and Y. Honjo (1981). Deep mixing method using cement hardening agent. 10th *ICSMFE*, Stockholm, 721-724.
- Kimura T., Takemura J., Hiro-oka A and Okamura M., (1994).Mechanical behavior of intermediate soils. *Centrifuge 94*, Singapore, Leung et al. (Ed), Balkema, 1994, pp 13-24.
- Kitazume, M. (2005). State of Practice Report: field and laboratory investigation, properties of binders and stabilised soils. *Deep Mixing '05*, Stockholm, 660-684.
- Kitazume, M. and S. Nishimura (2009). Influence of specimen preparation and curingconditions on unconfined compression behaviour of cement-treated clay. *Deep Mixing '09*, Okinawa.
- Kitazume, M., &Terashi, M. (2013).The deep mixing method (Vol. 21).London: CRC press
- Kongsukprasert,L.,Tatsuoka,F.,Takahashi,H.,2007.Effectsofcuringperiodandstressconditionson thestrengthanddeformationcharacteristicsof cement-mixed soil.*SoilFound.*47(3),577–596.
- Leonards., (1968). *Les fondations.*, Edition Dunod, 1968.
- Léreau J., (2006). *Cours Géotechnique 1*, Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Toulouse,Département des sciences et technologies pour l'ingénieur.
- Li, C., Yang, Y. et Ren, L. (2020). Analyse de l'évolution génétique du nouveau coronavirus 2019 et du coronavirus d'autres espèces. *Infection, génétique et évolution* , 82 , 104285 .
- LÊ ThịNgọcHà(2009).Comportement Des Sols Fins Utilises En Couverture Etanche Des Installations De Stockage De Dechets : Approche Experimentale Et Numerique.
- Lo, S. C. R., Lade, P. V., &Wardani, S. P. R. (2003). An experimental study of the mechanics of two weakly cemented soils. *GeotechnicalTesting Journal*, 26(3), 328-341.
- Lu, M., Bagheri, M., James, AP et Phung, T. (2018). Techniques de charge sans fil pour les drones : un examen, une reconceptualisation et une extension. *AccèsIEEE* , 6 , 29865-29884.
- Lucile .S ;(2012) *Traitement des sols aux liants hydrauliques :aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification ;Thèse de doctorat de l'universite de can.*
- MacLaren, D.C and White, M.A. (2003). *Cement: Its Chemistry and Properties*. *Journal of Chemical Education*, Vol.8(No.6), 623. Commission, Industrial and Materials Technologies Programme (Rite-EuRam III) Bryssel.

- Magnant J P., (1991). Résistance au cisaillement. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Document c216, Techniques de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence.
- Marri, A (2010).The mechanical behaviour of cemented granular materials at high pressures.PhDthesis, University of Nottingham.
- Morsli M., 2007 Contribution à la valorisation des tufs d'encroutements en technique routière saharienne. Thèse de doctorat d'état en génie civil. Ecole nationale polytechnique. 162 p.
- Mujedu, K.A., Adebara, S.A., and Lamidi I.O. (2016). "Influence of compaction delay on cement-stabilized lateritic soil". International Journal of Science, Engineering and Environmental Technology, 1 (5), 29-38.
- Muondo-Ondoa J S., (1979).Rôle de la granularité et de la composition minéralogique sur la compacité et la résistance au cisaillement des mélanges de sable et d'argiles. Thèse de 3ème cycle de l'université de Paris VI et ENSMP.
- Nakarai, K., & Yoshida, T. (2015).Effect of carbonation on strength development of cement-treated Toyoura silica sand.Soils and Foundations, 55(4), 857-865 <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.06.016>
- Nagaraj, T.S., Vatasala, A., Srinivasa, M.(1990).Discussion on "Change in pore size distribution due to consolidation of clays" by F.J. Griffith and R.C. Joshi.Geotechnique 40 (2), pp. 303–305 ,
- Nakase A., Kusakabe O., Nakanodo H and Ohneda H., (1985).Case record of quay wall construction on a coral mixed cohesive soils. Soils and foundations, vol 25, N° 4, pp 103-116
- Neville A. M. (2000), Propriétés des bétons, édition Eyrolles, 824 pages.Nie, S., Hu, S., Wang, F., Hu, C., Li, X., &Zu, Y. (2017). Pozzolanic reaction of lightweight fine aggregate and its influence on the hydration of cement. Construction and Building .
- NouiA.(2012).Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts.
- Nwaiwu, C. M., Ubani, O. U., &Mahawayi, C. (2022).Influence Of Compaction Delay On The Cbr And Compaction Behaviour Of Cement Treated Lateritic Gravels. Jordan Journal of Civil Engineering, 16(1).
- Okonkwo, U.N. (2009). "Effect of compaction delay on the properties of cement-bound lateritic soils".Nigerian Journal of Technology, 28 (2), 5-12.
- Ouarda. I ; (2016)Effet des ajouts minéraux sur la durabilité des briques de terre comprimée thèse de doctorat de Université Mohamed Khider – Biskra.
- Patel, S., Alvarez-Guaita, A., Melvin, A., Rimmington, D., Dattilo, A., Miedzybrodzka, EL, &O'rahilly, S. (2019). GDF15 fournit un signal endocrinien de stress nutritionnel chez la souris et l'homme. Métabolismecellulaire , 29 (3), 707-718.
- Paulo J. Venda Oliveiraa, António A.S. Correiaa, João M.N.P.C. Telesb, António M.G. (2017) Pedroa Effect of cyclic loading on the behaviour of a chemically stabilised soft soil reinforced with steel fibres.

- Pedro L S., (2004). De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Pierre delage, Yu-Jun CUI .(2015) ; Comportement mécanique des sols non saturés
Théchnique de l'ingénirure.
- Pierzynski G., J Thomas Sims Et G. Vance (2005) Soils and Environmental Quality. CRC Press, Boca Raton (USA).
- Porbaha, A., S. Shibuya and T. Kishida (2000). "State of the art in deep mixing technology, Poulos, S. J. (1971). The stress-strain curves of soils. Geotechnical Engineers Incorporated. Chicago.
- Redha.B (2008). Stabilisation des sols argileux par la chaux (cas du Kaolin du gisement de djbel Debagh-guelma ; Magistère université Mohamed Boudiaf de M'sila
- Redjem, M., Hidjeb, M., Lamri, I., & Boudjellal, K. (2023). Unconfined Compressive Strength of Weakly Cemented Compacted Sand under Different Loads. Geotechnical Engineering (00465828), 54(4).
- Robitaille, V., & Tremblay, D. (1997). Mécanique des sols: théorie et pratique. Modulo.
- Rossato G., Ninis N L and Jardine R J., (1992). Properties of some kaolin-based model claye soils. Geotechnical testing journal., vol 15, N° 2, pp 166-179.
- Sabbaqzade, F., Keramati, M., MoradiMoghaddam, H., &Hamidian, P. (2021). Evaluation of the mechanical behaviour of cement-stabilised collapsible soils treated with natural fibres. Geomechanics and Geoengineering, 1-16.
- Saussaye, L. (2012). Traitement des sols aux liants hydrauliques: aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification (Doctoral dissertation, Université de Caen).
- Saitoh, S., (1988). Experimental study of engineering properties of cement improved ground by the deep mixing method (Doctoral thesis). Nihon University, 317 in Japanese, referred by Kitazume and Terashi (2013, p. 44) in English.
- Schnaid, F., Bedin, J., Viana da Fonseca, AJP, & de Moura Costa Filho, L. (2013). Rigidité et résistance régissant la liquéfaction statique des résidus. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering , 139 (12), 2136-2144.
- S.C.R. Lo, P.V. Lade, and S.P.R. Wardani (2003). An experimental study of the mechanics of two weakly cemented soils. Geotechnical Testing Journal, 26(3) :1_14.
- Seid-Karbasi, M. (2009). Effects of void redistribution on liquefaction-induced ground deformations in earthquakes: a numerical investigation (Doctoral dissertation, University of British Columbia).
- Shakhmenko, G., & Birsh, J. (1998). Concrete mix design and optimization. In 2nd Int PhD Symposium Civil Engineering (pp. 1–8). Budapest.
- Sherwood, P. (1993). Soil stabilization with cement and lime. State of the Art Review. London: Transport Research Laboratory, HMSO.
- Singh, D., Agusti, A., Anzueto, A., Barnes, PJ, Bourbeau, J., Celli, BR, ...& Vogelmeier, C. (2019). Stratégie mondiale pour le diagnostic, la prise en charge et la prévention des maladies pulmonaires obstructives chroniques : rapport du comité scientifique GOLD 2019. European Respiratory Journal , 53 (5).

- Sriskandakumar, S. (2004). Cyclic loading response of Fraser River sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests (Doctoral dissertation, University of British Columbia).
- Stavridakis, E. (2005). "Evaluation of engineering and cement-stabilization parameters of clayey-sand mixtures under soaked conditions." *Geotechnical and Geological Engineering*(23), 635-655.
- Sukkarak, R., Tanapalungkorn, W., Likitlersuang, S., & Ueda, K. (2021). Liquefaction analysis of sandy soil during strong earthquake in Northern Thailand. *Soils and Foundations*, 61(5), 1302-1318.
- SuksunHorpibulsuk a, RunglawanRachan b, AvirutChinkulkijniwat a, YuttanaRaksachonApichatSuddeepong (2010) ;Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural consideration.
- Sowers, G. B., and G. F. Sowers. 1979. *Introductory soil mechanics and foundations*. 3rd ed. New York: McMillan.
- Sridharan A., Altschaeffl A.G. and Diamond S. (1971). Pore size distribution studies, *J. soil mech. Fnd. Div ., ASCE* 97 (SM5): 771-787.
- Sun, Y., Wichtmann, T., Sumelka, W., & Kan, M. E. (2020). Karlsruhe fine sand under monotonic and cyclic loads: modelling and validation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 133, 106119 <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106119>
- Szymkiewicz, F. (2011). Evaluation of the mechanical properties of a soil treated with cement (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
- Tanaka H., Tanaka M and Shiwakoti D R., (2001). Characteristics of soils with low plasticity: Intermediate soil from Ishinomaki, Japan and lean clay from Drammen, Norway. *Soils and foundations*, vol 41, N° 1, pp 83-96.
- Tatsuoka F. And Shibuya S. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture for Session N°1. 9th Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, Thailand, 1991, pp. 101-170.
- Tazawa E.I. et Miyazawa S., (1995). "Influence of cement and admixture on autogenous shrinkage of cement paste", *Cement and Concrete Research*, 25 [2], P. 281-287, 1995.
- Terashi, M. (2005). Keynote Lecture: Design of deep mixing in infrastructure applications.
- Topolnicki, M. (2004). In situ soil mixing. *Ground Improvement*.
- Thay, S., Likitlersuang, S., & Pipatpongsa, T. (2013). Monotonic and cyclic behavior of Chiang Mai sand under simple shear mode. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31, 67-82.
- Uddin, K., Balasubramaniam, A. S., Bergado, D.T (1997). Engineering behaviour of cement-treated Bangkok soft clay. *Geotech. Eng.*, 2891, pp. 89-119,
- Venda Oliveira PJ, Correia AAS, Teles JMNPC, Custódio DG (2015). Effect of fibre type on the compressive and tensile strength of a soft soil chemically stabilised. *Geosynth Int*;23(3):171-82.

- Vranna, A., &Tika, T. (2020).Undrained monotonic and cyclic response of weakly cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(5), 04020018 DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002246.
- Vu, Q. H. (2008). *Modélisation micromécanique du comportement d'un sol injecté* (Doctoral dissertation, Université Pierre et Marie Curie-Paris VI).
- Wan, R. and Guo, P. (2001).Effect of microstructure on undrainedbehaviour of sands, *Geotechnical Testing Journal*, 38(1), 16-28.
- Wang, Y., Yin, W. et Zeng, J. (2019). Convergence globale d'ADMM dans l'optimisation non lisse non convexe. *Tourillon de calcul scientifique* , 78 , 29-63.
- Yahiaoui .M (2008).*Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS*