

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2024

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

OMARI Nour El Houda
ZOUANE Chaima

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

Résistance au cisaillement et durabilité contre les cycles de mouillage et de séchage du sol d'un glissement stabilisé par laitier activé

Devant le jury composé de :

BELMIHOUB H
SAOUDI N
ROUABAH A

UAMOB / Génie Civil Président
UAMOB / Génie Civil Encadreur
UAMOB / Génie Civil Examineur

Année Universitaire 2023/2024

REMERCIEMENTS

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à Dieu Le Tout puissant qui grâce à son aide nous avons terminé ce modeste travail.

Nous tenons à remercier en premier lieu ma directrice de recherche **Mme Saoudi N**, qui s'est montrée disponible pour me guider avec des conseils et des commentaires rigoureux.

Nous remercions également l'honorable jury **Mm Belmihoub H** et **Mme Rouabah A** qui a bien voulu examiner notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs d'université 'Bouira ', pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Nous remercions aussi le laboratoire de **LCTP** « Laboratoire Centrale de travaux publique» de nous avoir accueillis pendant notre période de stage.

Nous adressons nos remerciements à l'ensemble des techniciens de laboratoire mécanique des sols et toute l'équipe pédagogique de l'université de Bouira.

DEDICACE

Tout d'abord, je tiens à remercier ALLAH de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce mémoire :

"À mon cher père « **Belkacem** », Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es. Grâce à toi papa j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité, ta compréhension...Ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour toi. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation et ma formation. Je t'aime papa et j'implore le tout-puissant pour qu'il t'accorde une bonne santé et une vie longue et heureuse. "

"À ma chère mère« **Fatma** », qui a toujours cru en moi et m'a encouragé à poursuivre mes rêves. Sans toi, je n'aurais pas acquis la force et la résilience nécessaire pour aboutir à ce stade. Ta lumière et ton amour continueront d'éclairer mon chemin. "

"À mes chères sœurs « **Souhila, Zohra** » et mes chères frères « **Sidali, Fateh, Bilal** » témoins des étapes de ma vie, dans ma joie et ma tristesse, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral. "

"À ma petite chère sœur « **Imane** », ton soutien sans faille et ton esprit libre ont toujours éclairé mon chemin. En écrivant ces lignes, je te remercie de l'énergie positive qu'apportes dans mon existence. Ta présence dans mon cœur est un trésor précieux. "

"À mes petites anges « **Mohamed louay, Ghait, Tasnim** »."

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien Infaillible.

Merci d'être toujours là pour moi.

ZOUANE Chaima

DEDICACE

Avant tout, je dédie cette remise de diplôme et ma joie en ce jour spécial à **mon cher frère Zakaria**, que dieu ait pitié de lui inshallah, qui je voulais être avec moi un jour comme celui-ci, mais le destin en a décidé autrement.

Je tiens à remercier mes **chers parents**, mes frères **Hicham** et **Riad**, mes sœur **Sabrina** et **Rihab**, d'être à mes côtés et de me soutenir dans mes jours de faiblesse, et mes enfants **Adem** et **Zaki** sont mon énergie.

Merci également à tous mes amis surtout **Yousra**, **Farah** et **Amira**, mes collègues et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail.

Un hommage éternel à tous les enseignements qui m'ont encadré depuis mes premières années d'études jusqu'à aujourd'hui.

OMARI nour el houda

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	2
I Synthèse bibliographique.....	4
I.1 Introduction :	4
I.2 Matériaux :.....	4
I.3 Résultats et discussion :.....	44
II. Etude expérimentale :	47
II.1 Introduction :	47
II.2 Matériaux utilisés et leurs caractéristiques :.....	47
II.2.1 Le sol :.....	48
II.1.2 Le laitier :	48
II.1.3 NaOH :	49
II.3.Essai sur le sol :.....	49
II.3.1. Essai limite d’Atterberg :	49
II.3.1.1. Introduction :.....	49
II.3.1.3. Calculs des quantités de laitier et NaOH :.....	51
II.3.2. Essai œdométrique :	58
II.3.2.1. Mise en place d’un l’échantillon :	58
II.3.3. Essai cisaillement :.....	64
II.3.3.1. Introduction :.....	64
II.3.3.2. Préparation des essais :	64
II.3.3.3. Les calculs pour préparer le sol :.....	65
II.4. Résultats et interprétations :	52
II.4.1.Effet de la modification du sol avec laitier sur la limite d’Atterberg :.....	52
II.4.1.1. Limite de liquidité :	52
II.4.1.2.Limite de plasticité :	55
II.4.2. Effet du mouillage séchage sur les paramètres de Cisaillement :.....	66
II.4.2.1. L’angle de frottement :	66
II.4.2.1. La cohésion :	69
II.4. 3. Effet de la modification du sol avec laitier sur essai d’œdomètre :.....	59
II.5 Conclusion :	71
CONCLUSION GENERALE	76

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Courbe de distribution granulométrique des boues. Xichen Zhang et al, (2022).	5
Figure I.2 : Courbe de composition granulométrique de la moraine. Xing-long Feng et al, (2024).....	6
Figure I.3: Appareil de simulation de précipitations artificielles. Xing-long Feng et al, (2024).	7
Figure I.4: Le domaine d'étude: Collège d'ingénierie UNITEN. La carte montre (a) l'emplacement de la pente du site où le sol a été collecté et (b) la formation du sol dans cette zone. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).	7
Figure I.5 : PSDs et Argile Ao, PSAS-N, PSAS-R, et BFCB. Navila Tabassum et al, (2023)	8
Figure I.6: Exemples d'images SEM de Figure I.7: Exemples d'images MEB de.....	9
Figure I.8: Machine d'essai multifonctionnelle de résistance des matériaux de chaussée	10
Figure I.9 : L'apparence change des échantillons au cours des cycles WD. Xichen Zhang et al, (2022).	11
Figure I.10: Le taux de variation de masse des échantillons au cours des cycles WD :.	11
Figure I.11 : L'UCS des échantillons pendant les cycles WD : (a) résistance à sec (b) résistance à l'humidité. Xichen Zhang et al, (2022).	12
Figure I.12: La microstructure des échantillons pendant les cycles WD : (a) GS-10 (b) GS-20. Xichen Zhang et al, (2022).	13
Figure I.13: La teneur en humidité Figure I.14 : La densité sèche	14
Figure I.15: PH de la solution de trempage pendant les cycles WD. Xichen Zhang et al, (2022).	15
Figure I.16: L'UCS des échantillons pendant les cycles WD : (a) résistance à sec (b) résistance à l'humidité. Xichen Zhang et al, (2022).	15
Figure I.17 : Les modèles XRD des échantillons pendant les cycles WD : (a) GS-10 (b) GS-20. Xichen Zhang et al, (2022).	16
Figure I.18 : Le coefficient de stabilité WD R_s des échantillons après 12 cycles WD. Xichen Zhang et al, (2022).	16
Figure I.19: La distribution CPV des échantillons au cours des cycles WD : (a) GS-10 (b) GS-20. Xichen Zhang et al, (2022).	17
Figure I.20: La distribution des types de pores des échantillons pendant les cycles WD. Xichen Zhang et al, (2022).	17
Figure I.21: Le mécanisme d'évolution microscopique de la durabilité des boues solidifiées sous cycles WD. Xichen Zhang et al, (2022).	18
Figure I.22 : Simulation d'injection. Xing-long Feng et al, (2024).	19
Figure I.23: Analyse de binarisation du processus d'évolution de l'érosion pluviométrique. Xing-long Feng et al, (2024).	19
Figure I.24 : Moment de production et d'écoulement des précipitations. Xing-long Feng et al, (2024).	20
Figure I.25 : Relation entre l'intensité du ruissellement et la durée des précipitations. Xing-long Feng et al, (2024).	21
Figure I.26 : Courbe d'intensité de production de sédiments en fonction de la durée des précipitations. Xing-long Feng et al, (2024).	22

Figure I.27: Comparaison de la morphologie microscopique avant et après jointoiment et durcissement. KING-long Feng et al, (2024).....	22
Figure I.28 : Mécanisme d'érosion pluviale et de déstabilisation des pentes. Xing-long Feng et al, (2024).	23
Figure I.29: Distribution granulométrique du sol naturel. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).....	24
Figure I.30: Organigramme méthodologique. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).24	
Figure I.31: Analyse par diffraction des rayons X du sol contenant 20% de coulis végétal après 5 semaines de cure. Farah Atiqah et al, (2024).....	25
Figure I.32: La corrélation entre la résistance au cisaillement et la déformation axiale de (a) 20VG (b) 20VG0.75PET (c) 20VG1.00PET et (d) 20VG1.25PET échantillon à la 5ème semaine de durcissement. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024)	26
Figure I.33 : Résistance au cisaillement d'un mélange non traité et traité à une pression de confinement de 300 kPa en utilisant un test triaxial CU pendant 5 semaines de durcissement. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).	28
Figure I.34: Effet du renfort PET sur l'angle de frottement interne et la cohésion du sol. Farah Atiqah et al, (2024).	29
Figure I.35: Images MEB du (a) sable limoneux et (b) du sable traité avec 20 % de coulis végétal après un durcissement de 35 jours. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024)	30
Figure I.36 : Illustration du mécanisme de liaison et d'emboîtement du sol contenant du coulis végétal et des bands PET. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).	30
Figure I.37: Le facteur de sécurité (FOS) estimé de la pente globale et de chacune des bermes sans renfort PET, où $FOS > 1,0$ = pente stable et $FOS < 1,0$ =rupture de pente. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).	32
Figure I.38: Configuration expérimentale pour déterminer les performances des PSAS en matière d'absorption et de rétention d'eau. Navila Tabassum et al, (2023).	33
Figure I.39 : Modifications du taux d'absorption et de rétention d'eau, W un B , de PSAS avec période de durcissement scellée. Navila Tabassum et al, (2023).	33
Figure I.40 : PSD de chaque échantillon traité avec trois conditions de prétraitement. Navila Tabassum et al, (2023).	35
Figure I.41 : Modifications des écarts moyens et types de la résistance à la compression non confinée associée au durcissement sec-humide et au durcissement par trempage. Navila Tabassum et al, (2023).	36
Figure I.42 : Échantillons après cycles de durcissement sec-humide .Navila Tabassum et al, (2023).	37
Figure I.43 : Échantillons soumis à un durcissement sec-humide. Navila Tabassum et al, (2023)	39
Figure I.44 : Profils de teneur en eau des échantillons soumis à deux jours de séchage à 40 -C et un jour de mouillage (D : sec, W : humide).Navila Tabassum et al, (2023).....	39
Figure I.45 : Modifications w et S_r en raison des cycles répétés de durcissement sec-humide. Navila Tabassum et al, (2023).	40
Figure I.46: Modification de w et S_r dû au durcissement sec-humide (séchage à 40 – C).Navila Tabassum et al, (2023).	41
Figure I.47: Relation entre l'indice de cône qc et la period de durcissement t pour les conditions de durcissement trempées des échantillons traités. Navila Tabassum et al, (2023).	42

Figure I.48 : Relation entre qc et t d'échantillons traités (D: sec, W: humide).Navila Tabassum et al, (2023).	43
Figure I.49 : Relation entre qc et t	44
Figure I.50 : Relation entre M_4	44
Figure II.51 : Le site du sol.	48
Figure II.52 : Réalisation et fermeture de la rainure.	50
Figure II.53 : Prélèvement des teneurs en eau.	50
Figure II.54 : Limites de plasticité.	51
Figure II.55 : Influence de 2% du laitier Sur la liquidité de sol d'un glissement.	52
Figure II.56 : Influence de laitier sur la liquidité de sol d'un glissement.	53
Figure II.57 : Influence de laitier activé par NaOH(E/L=0,38) sur la liquidité de sol d'un glissement.	53
Figure II.58 : Influence de laitier activé par NaOH(E/L=0,40) sur la liquidité de sol d'un glissement.	54
Figure II.59 : Influence de 2% sur la liquidité de sol d'un glissement.	54
Figure II.60 : Influence de 6% sur la liquidité de sol d'un glissement.	55
Figure II.61 : Influence de 8% sur la liquidité de sol d'un glissement.	55
Figure II.62 : Influence de 8% sur la liquidité de sol d'un glissement.	56
Figure II.63 : Influence de laitier activé E/L=0,38 sur la plasticité de sol d'un glissement.	56
Figure II.64 : Influence de laitier activé par E/L=0,40 de NaOH sur la plasticité de sol d'un glissement.	56
Figure II.65 : Influence de 2% sur la plasticité de sol d'un glissement.	57
Figure II.66 : Influence de 6% sur la plasticité de sol d'un glissement.	57
Figure II.67 : Influence de 8% sur la plasticité de sol d'un glissement.	58
Figure II.68 : Représentation schématique d'un odomètre et d'une cellule œdométrique	58
Figure II.69 : Sol préparé pour l'essai œdométrique.	59
Figure II.70 : Effet d'activation de 2% de laitier par deux concentration 0,38% et 0,40% de NaOH sur la densification du sol.	59
Figure II.71 : Effet de l'activation de 8% de laitier par concentration 0,38 et 0,40 et non activé sur la stabilité du sol d'un glissement.	60
Figure II.72 : Effet de l'activation de 6% de laitier par les deux concentrations 0,38 et 0,40 sur la stabilité du sol d'un glissement.	61
Figure II.73 : Effet de l'activation de laitier par 0,38% de NaOH sur les pourcentages 2%, 6% et 8% sur la compressibilité du sol d'un glissement.	61
Figure II.74 : comparaison entre l'effet de l'activation de 8% de laitier par la concentration 0,38 et le sol traité par laitier non activé sur la compressibilité du sol d'un glissement.	62
Figure II.75 : Effet d'activation du 2% de laitier sur la compressibilité des sols contrainte déformation.	62
Figure II.76 :L'effet de l'activation du laitier sur la compressibilité des sols traité par 6% de laitier activé et non activé sur la compressibilité du sol.	63
Figure II.77 : Effet d'activation du 8% laitier sur la compressibilité des sols contrainte déformation.	63
Figure II.78 : La chambre humide.	65
Figure II.79 : Appareil de cisaillement.	65

Figure II.80 : Influence de laitier non activé sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	66
Figure II.81 : Influence de laitier activé par NaOH (E/L=0,38) sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.....	66
Figure II.82: Influence de laitier activé par NaOH (E/L=0,40) sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.....	67
Figure II. 83: Influence de 2% de laitier sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	67
Figure II.84: Influence de 6% de laitier sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	68
Figure II. 85: Influence de 8% de laitier sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	68
Figure II. 86: Influence de laitier non activé sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	69
Figure II.87 : Influence de laitier activé 0,38 sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	69
Figure II.88 : Influence de laitier activé 0,40 sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	70
Figure II.89: Influence de 2% de laitier sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	70
Figure II.90 : Influence de 6% de laitier sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle 9mouillage séchage.	71
Figure II.91: Influence de 8% de laitier sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.	71

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Principaux composants chimiques des boues. Xichen Zhang et al, (2022)..5	5
Tableau I.2 : Les propriétés du lisier. Xing-long Feng et al, (2024).6	6
Tableau I.3 : Propriétés techniques du sol dans la zone d'étude de l'UNITEN. Farah Atiqah	7
Tableau I.4 : Constituants chimiques des stabilisants à base de cendres de boues papetières (PSAS-N & PSAS-R) et de ciment de haut fourneau de type B (BFCB). Navila Tabassum et al, (2023).9	9
Tableau I.5: Schéma de l'essai. Helson et al, (2018).....12	12
Tableau I.6 : Coefficient de perméabilité pour sol traité au coulis végétal renforcé de plastique PET. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).....29	29
Tableau I.7: Résumé de l'analyse de stabilité du talus traité après 2 semaines de cure sur réel.31	31
Tableau I.8 : Conditions de mélange pour les échantillons traités au PSAS-N, au PSAS-R et au BFCB Navila Tabassum et al, (2023).....37	37
Tableau I.9 : Conditions de durcissement des échantillons traités au PSAS-N, au PSAS-R et au BFCB. Navila Tabassum et al, (2023).....38	38
Tableau II.10 : Les quantités de laitier et NaOH pour préparation des sols et faire cette essai.52	52
Tableau II.11 : Les quantités de laitier et de NaOH pour faire cet essai.65	65

LISTE DES ABREVIATIONS

W	La Teneur en Eau
τ	La Contrainte De Cisaillement
σ	La Contrainte Normale
L_P	La Limite De Plasticité
L_L	La Limite De Liquidité
φ	L'angle De Frottement
C°	La Cohésion
I_P	Indice De Vide
C_g	Le Coefficient De Gonflement
C_c	Le Coefficient De Compressibilité
σ'_{p}	La Pression De Préconsolidation
C_v	Le Coefficient De Consolidation
σ'_{g}	La pression de gonflement

RESUME

Les techniques de stabilisation des talus ou sols en mouvement par traitement chimique et mécanique sont couramment employées dans le domaine de la géotechnique ou le génie civil en général. Dans notre travail, nous avons étudié le comportement du sol d'un glissement sis à **Tikedjda**, notre étude consiste à traiter le sol par un déchet industriel des hauts fourneaux. Après un prélèvement de sol de la zone de glissement, le sol remodeler et traité avec des pourcentages de laitier de haut fourneau, 2% ,6% et 8% puis activé par NaOH avec des concentration 0,38% et s 0,40%. Les essais effectués pour évaluer l'impact du traitement d'un sol glissant moyennant des essais de cisaillement rectiligne et l'essai Œdomètre sur divers échantillons, qu'il y a une amélioration des caractéristiques mécaniques. Selon cette analyse expérimentale, le traitement ont modifié les caractéristiques mécaniques à savoir l'angle de frottement et la cohésion ainsi que peuvent réduire la sensibilité du sol des talus glissant.

Mots clés : sol, laitier, NaOH, glissement, cisaillement, traitement.

ABSTRACT

Techniques for stabilizing slopes or moving soils by chemical and mechanical treatment are commonly used in the field of geotechnics or civil engineering in general. In our work, we studied the behavior of the soil of a landslide located in **Tikedjda**, our study consists of treating the soil with industrial waste from blast furnaces. After taking soil from the sliding zone, the soil was remodeled and treated with percentages of blast furnace slag, 2%, 6% and 8% then activated by NaOH with concentrations 0.38% and 0.40%. . The tests carried out to evaluate the impact of the treatment of a slippery floor by means of rectilinear shear tests and the Oedometer test on various samples, that there is an improvement in the mechanical characteristics. According to this experimental analysis, the treatment have modified the mechanical characteristics, namely the angle of friction and cohesion, as well as can reduce the sensitivity of the sliding slope soil.

Key words: soil, slag, NaOH, sliding, cutting, treatment

المخلص

تستخدم تقنيات تثبيت المنحدرات أو تحريك التربة عن طريق المعالجة الكيميائية والميكانيكية بشكل شائع في مجال الجيوتقنية أو الهندسة المدنية بشكل عام. قمنا في عملنا بدراسة سلوك تربة الانهيار الأرضي الموجود في تيكجدة، وتتكون دراستنا من معالجة التربة بالمخلفات الصناعية الناتجة عن الأفران العالية. بعد أخذ التربة من المنطقة المنزلفة تم إعادة تشكيل التربة ومعالجتها بنسب خبث الأفران العالية 2%، 6%، 8% ثم تنشيطها بواسطة NaOH بتركيزات 0.38% و0.40%. أظهرت الاختبارات التي أجريت لتقييم تأثير معالجة الأرضية الزلقة باستخدام اختبارات القص المستقيمة واختبار عداد المسافات على عينات مختلفة أن هناك تحسنا في الخواص الميكانيكية. وفقا لهذا التحليل التجريبي، فإن المعالجة عدلت الخصائص الميكانيكية، وهي زاوية الاحتكاك والتماسك، وكذلك يمكن أن تقلل من حساسية التربة ذات المنحدر المنزلق.

الكلمات المفتاحية: التربة، الخبث، هيدروكسيد الصوديوم، الانزلاق، القص، المعالجة.

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Le sol est soumis à divers types d'altérations et phénomènes qui modifient ses propriétés au fil du temps. L'un de ces phénomènes étudiés dans notre recherche est le glissement de terrain, qui survient lorsqu'une masse de terre, de roches ou de débris se déplace vers le bas d'une pente sous l'action de la gravité. Les causes de ce mouvement peuvent être les pluies abondantes, les séismes, l'érosion, la déforestation ou encore les activités humaines telles que l'extraction et la construction.

Certaines régions possèdent des sols qui ont tendance à devenir instables et à engendrer des perturbations telles que des glissements, des affaissements et des dégâts structurels, la région de Bouira est une zone montagneuse, enregistre chaque année des glissements, que ce soit après la saison hivernale ou lors des travaux de construction afin de remédier à ce problème, et améliorer les caractéristiques du sol, nous proposons un déchet industriel. Cette méthode d'amélioration demeure la plus répandue et la moins coûteuse, développée rapidement à travers le monde et qui continue de gagner son importance. Elle s'applique principalement aux sols fins.

Le mémoire préparé est divisé en deux parties :

Dans le premier chapitre, après une introduction générale, nous présentons des travaux publiés récemment sur la solidification des sols glissants ou gonflons par différents déchets essais et évaluation des propriétés sur la mécanique des sols par les essais de la (compressibilité, essai limite d'Atterberg, cisaillement...).

Le chapitre suivant est une étude expérimentale qui expose un ensemble d'essais effectués en laboratoire (essai limite d'Atterberg, essai œdomètre et essai cisaillement) afin de déterminer les diverses caractéristiques du sol étudié.

Le programme est complété par une analyse des résultats. En conclusion, nous dressons une synthèse des données récoltées durant ce travail de recherche.

Chapitre I

Synthèse Bibliographique

I Synthèse bibliographique

I.1 Introduction :

Un sol est dit compressible s'il est susceptible d'affaîssé ou de se tassé. Avant de commencer tout projet en Génie civil, il est important de construire sur une assise résistante ou d'améliorer sa capacité portante, soit par type de pieux ou par une stabilisation du sol. Car un sol instable peut engendre des conséquences dommageable, notamment l'affaissement des fondations et l'effondrement des pentes, ainsi que l'effondrement total des bâtiments au-dessus [T. Gupta, et al \(2019\)](#), des trottoirs [M. Sol-S´anchez, et al \(2020\)](#), de la construction de la base routière [T. Bualuang, et al \(2021\)](#), Et d'autres structures telles que les pylônes de transmission.

Actuellement, la stabilité du sol est une technique très répondeue, et ce afin d'apporter une réduction au prix de solidification par les bétons et pour trouver des solutions respectueuse de l'environnement, plusieurs études ont été mené dans ce contexte afin de fournir un état stable au sol à long terme. Par conséquent, dans ce travail, un autre déchet est suggéré, où le laitier de haut fourneaux activé utilisés pour traité un sol de glissement sis à Bouira.

Il existe des avantages économiques et environnementaux lors de recyclages des produits ou dérivés de déchets comme SCM (supplementary cementitious materials) pour remplacer partiellement les PC (Portland Cément), tels que le biocharbon, les cendres volantes et le laitier granulé broyé de haut fourneau (GGBS) ([Estabragh et al, 2020](#)). De nombreuses études ont examiné l'efficacité du GGBS en tant que matériau cimentaire pour solidifier les sédiments ou les boues contaminés de dragage (par exemple, [Zhang et al, 2020](#) ; [Lang et al, 2021a](#) ; [Li et al, 2022b](#)).

I.2 Matériaux :

[Xichen Zhang et al, \(2022\)](#), ont effectuées une étude sur la durabilité des boues solidifiées avec un stabilisateur de sol rapide composite sous cycles de mouillage-séchage. Les propriétés d'Atterberg des boues utilisées dans ses essais se caractérisent par une limite de liquide ($\omega_l=42,8\%$), limite de plastique ($\omega_p=23,6\%$), Indice de plasticité ($I_p=19,2$), densité sèche maximale ($d_s=1,55 \text{ g/cm}^3$) et spécifique ($d_s=2,625$).

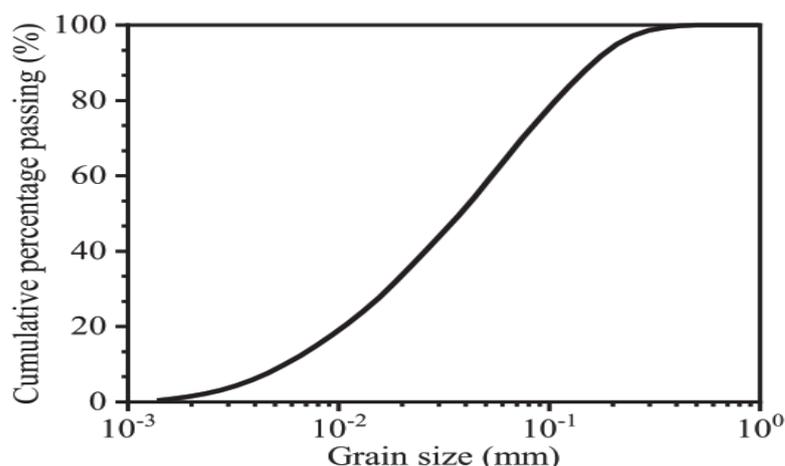


Figure I.1 : Courbe de distribution granulométrique des boues. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

Tableau I.1: Principaux composants chimiques des boues. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

Composé	fraction massique (%)	Erreur	Elément	Fraction massique (%)	Erreur
SiO₂	59.72	0.25	Si	27.92	0.11
Al₂O₃	24.9	0.22	Al	13.18	0.11
Fe₂O₃	5.75	0.12	Fe	4.02	0.08
K₂O	3.83	0.1	K	3.18	0.08
MgO	1.59	0.06	Mg	0.959	0.04
S	1.59	0.06	S	1.59	0.06
TiO₂	0.902	0.045	Ti	0.541	0.027
CaO	0.658	0.033	Ca	0.47	0.023

Le stabilisant du sol utilisé par [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#) dans les modifications était le CRSS (Composite Rapid Soil Stabilizer), possède des propriétés de résistance précoce remarquables, et la force de la boue solidifiée avec du CRSS peut atteindre une valeur jusqu'à six fois supérieure à celle des boues solidifiées avec du ciment Portland après durcissement pendant un (1) jour. Après un séchage, concassage et un tamisage des boues, Les boues ont été mélangées avec du CRSS et de l'eau.

Une étude expérimentale sur l'érosion des sols sur pentes consolidées par des moraines sous de fortes pluies, mené par [Xing-long Feng et al, \(2024\)](#), ou ils ont sélectionnés trois points pour l'échantillonnage, la moraine séchée tamisé à travers un tamis de 10 mm. La composition chimique stratigraphique de la moraine composé essentiellement du quartz =28,8%, albite =24,8%, chlorite =14,9%, mica =16,4%, andésine =6,9%, saspachite =3,3%, pargasite =5,2% (figure 2).

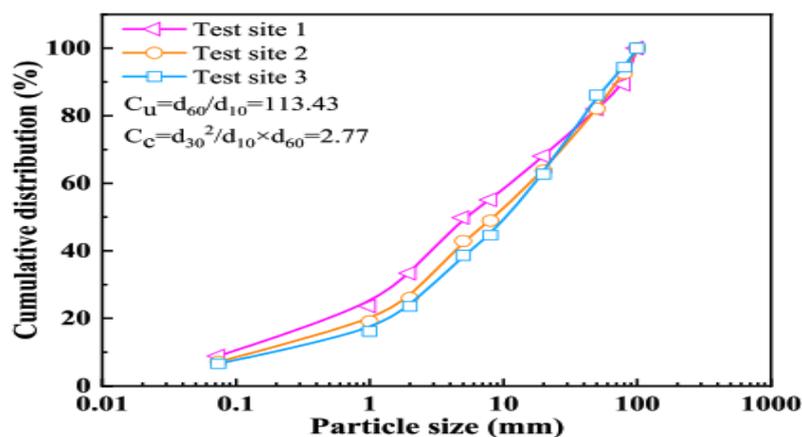


Figure I.2 : Courbe de composition granulométrique de la moraine. Xing-long Feng et al, (2024).

Xing-long Feng et al, (2024) ont utilisé une suspension chimique développée contenant du verre soluble, des additifs et des agents de durcissement. Le temps de gel du coulis peut être ajusté pour répondre à différents projets de jointoiment, et la résistance du corps de durcissement peut atteindre 3 à 4 MPa, voir les propriétés du lisier en [tableau 2](#):

Tableau I.2 : Les propriétés du lisier. Xing-long Feng et al, (2024).

Temps de gel/min	Densité/ (kg/m ³)	Viscosité/MPa·s	Résistance à la compression du corps durci/MPa		
			7j	14j	28j
45	1.1×10 ³	43	2.63	3.61	4.21

L'expérience de Xing-long Feng et al, (2024) consiste en l'utilisation d'un dispositif de pluie artificielle avec une buse de pulvérisation rotative vers le bas pour simuler les précipitations. L'appareil a une surface effective de 1,2 m, une hauteur de 1,2 m et une grande uniformité. Les réservoirs de stockage de gaz fournissent une pression pour les changements d'intensité. L'essai peut fournir une seule pluie durant 60 minutes. Le réservoir de sol d'essai mesure 1,2 m de long, 0,5 m de large et 0,2 m de haut, avec des trous pour l'infiltration et l'écoulement excessifs des eaux de pluie.



Figure I.3: Appareil de simulation de précipitations artificielles. Xing-long Feng et al, (2024).

De sa part Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024), a utilisé des déchets biologiques et plastiques pour améliorer la stabilité des sols technique a durabilité intégrée. L'emplacement de la pente du site la figure 4, le sol étudié caractérisé par une limite de liquidité de 29% voir tableau 3.

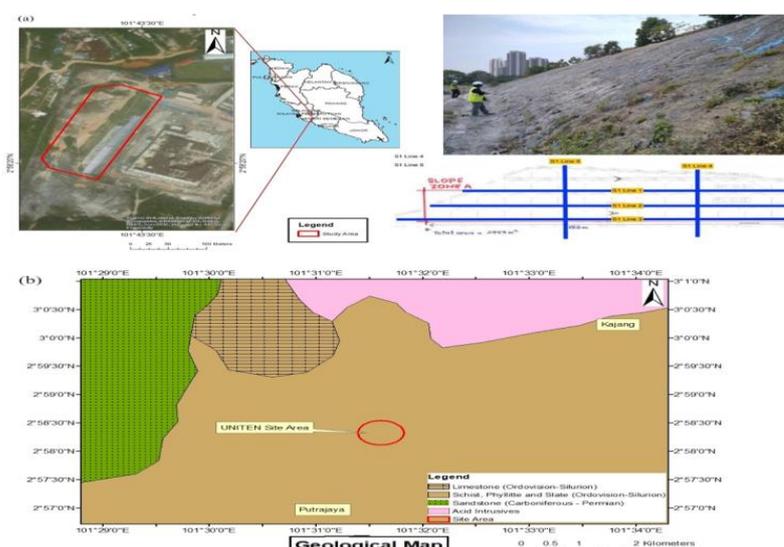


Figure I.4: Le domaine d'étude: Collège d'ingénierie UNITEN. La carte montre (a) l'emplacement de la pente du site où le sol a été collecté et (b) la formation du sol dans cette zone. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).

Tableau I.3 : Propriétés techniques du sol dans la zone d'étude de l'UNITEN. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).

Propriétés de l'index clé	Description	Valeurs
Distribution granulométrique Sable limoneux (L/S =2,5)	Gravier (>2.00 mm)	34.16
	Sable (2.00–0.063 mm)	33.47
	Limon (0.063 – 0.002 mm)	32.08
	Argile <0.002	0.29
Limite d'Atterberg	Limite de liquide ω_l (%)	29.51
	Limite de plastique ω_p (%)	13.01
	Indice de plasticité, I_p	16.50
Poids spécifique	Poids spécifique, γ	2.78
PH	PH	8.13
Propriétés de compactage	Densité sèche maximale (kg/m^3)	1332.2
	Teneur en humidité optimale (%)	8.0%



Un coulis de légumes (vege-grout) provenant de déchets végétaux fermentés (Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024), notamment du chou, des épinards, du chou frisé, du concombre et des haricots longs. Les légumes ont été nettoyés et rincés avant fermentation. Après 30 jours, le liquide a été extrait et incorporé au sol, également des déchets plastiques en polyéthylène téréphtalate (PET) de type 1, les bouteilles PET ont été découpées en grandes bandes et en bandes plus petites pour plus d'uniformité.

Navila Tabassum et al, (2023) ont effectuées une étude sur l'évaluation de la durabilité des sols compacts traités avec des stabilisateurs à base de cendres de papier. Dans leurs étude, ils ont utilisés de l'argile d'Ao de faible limite de liquide (CL : clay with a low liquid limit), selon le Système Unifié de Classification des sols ayant une densité des particules.

($\gamma_s = 2,716 \text{ g/cm}^3$) la limite de liquide est ($\omega_l = 40,7 \%$), ($\omega_p = 23,7 \%$), et ($I_p = 17,0$). La figure 5 présente la distribution de la taille des particules (PSD) de l'argile Ao, selon la norme (JGS) 01311a Société géotechnique japonaise.

Deux cendres PSAS-N et le PSAS-R et un autre type B (BFCB) pour traiter l'argile d'Ao. (Navila Tabassum et al, (2023), Les densités de PSAS-N et de PSAS-R étaient de 2.603 et 2.840 g/cm^3 respectivement, tandis que les concentrations de BFCB étaient de 3.04 g/cm^3 . Les tailles des particules de BFCB et des deux PSAS sont présentées dans la figure 5.

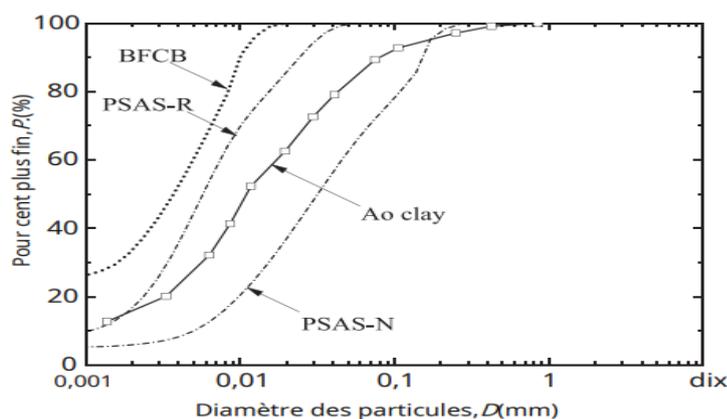


Figure I.5 : PSDs et Argile Ao, PSAS-N, PSAS-R, et BFCB. Navila Tabassum et al, (2023)

Les compositions chimiques des déchets utilisant PSAS et des BFCB dans l'étude de Navila Tabassum et al, 2023 Sont résumé dans le tableau 4, on remarque que les stabilisants composé de 60% d'oxyde de calcium (CaO).

Tableau I.4 : Constituants chimiques des stabilisants à base de cendres de boues papetières (PSAS-N & PSAS-R) et de ciment de haut fourneau de type B (BFCB). [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#).

PSAS N	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	SO ₃	Fe ₂ O ₄	TiO ₂	MgO	P ₂ O ₅	autres	
	63,89	13,55	6,89	6,06	3,27	2,99	1,31	0,95	1,09	
PSAS-R	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	SO ₃	Fe ₂ O ₄	TiO ₂	MgO	P ₂ O ₅	autres	
	72,49	11,42	8,43	3,07	1,01	1,34	1,48	0,55	0,23	
BFCB	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	SO ₃	Fe ₂ O ₄	TiO ₂	MgO	P ₂ O ₅	MnO	Autres
	65,57	19,07	5,26	3,98	2,91	0,60	1,98	0,23	0,17	0,23

La figure 6 et 7, représente une image au MEB des stabilisateurs utilisé dans l'étude de [Navila et al, 2023](#), montre structures poreuses dans le PSAS-N et les particules PSAS-R, respectivement, et des particules thermiques capables d'attirer et de stocker de l'eau libre.

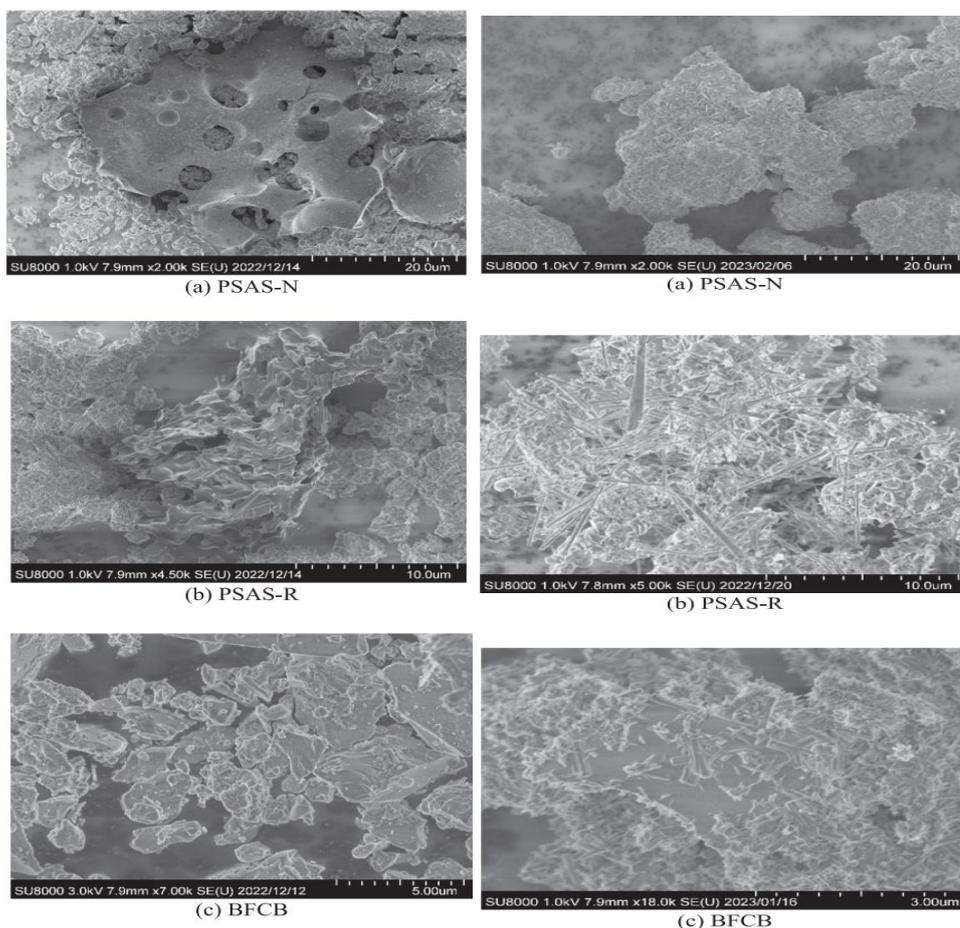


Figure I.6:Exemples d'images SEM de Particules de chaque type de stabilisant. [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#).

Figure I.7: Exemples d'images MEB de Particules hydratées de chaque type de Stabilisateur. [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#).

Les essais :

Xichen Zhang et al, (2022) à effectuée un séchage, un concassage et un tamisage des boues jusqu'à obtenir un poids constant avant les essais. Les boues ont été mélangées avec du CRSS, de la boue et de l'eau, et des échantillons cylindriques ont été modifiés.

La préparation des échantillons a été achevée dans les dix minutes suivant l'ajout d'eau et le mélange. Les échantillons ont ensuite été placés dans une salle de durcissement à 20°C et 90% d'humidité pendant 3 jours avant d'être testés pour les cycles WD (wetting drying). L'âge de maturation a été fixé à 3 jours en raison de la concentration de 87 % des boues solidifiées après 3 jours. Le processus a été optimisé sur la base de recherches antérieures. Il a été assuré par S.B. Wang, (1987), que la température n'affectait pas les produits d'hydratation tels qu'ettringite (Figure 8).

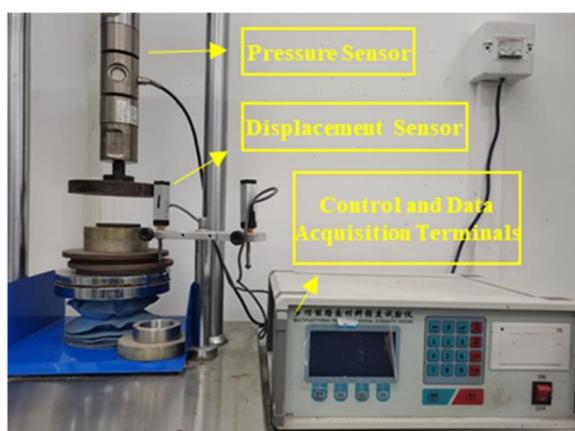


Figure I.8: Machine d'essai multifonctionnelle de résistance des matériaux de chaussée YZM-IIC. Xichen Zhang et al, (2022).

Apparence et dimensions :

L'apparence dans l'étude de Xichen Zhang et al, (2022) a été décrite à l'aide d'une observation par caméra haute définition. La masse a été mesurée à l'aide d'une balance électronique avec une précision de 0,01 g. La taille a été mesurée à l'aide d'un pied à coulisse numérique électronique de haute précision délié avec une précision de 0,01 mm (Figure9).



Figure I.9 :L'apparence change des échantillons au cours des cycles WD. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

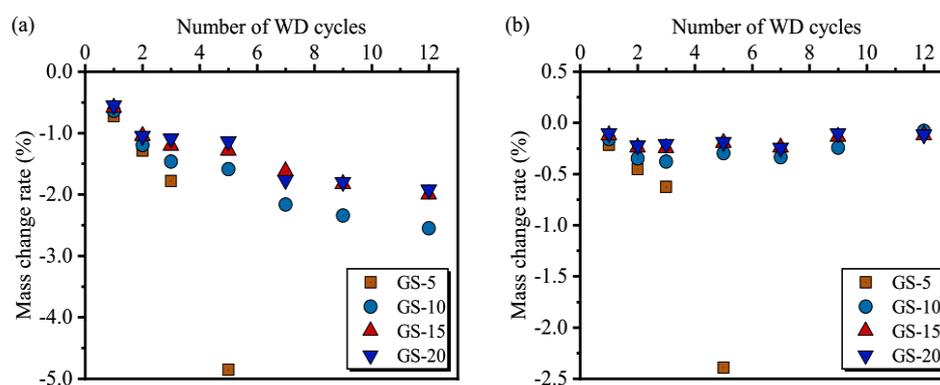


Figure I.10: Le taux de variation de masse des échantillons au cours des cycles WD :

(a) masse sèche (b) masse humide. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

La teneur en humidité :

La teneur en humidité de [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#) mesure effectué en utilisant la méthode de séchage (c'est-à-dire que chaque échantillon a été séché jusqu'à un poids constant dans un four à 65°C et la teneur en humidité a été calculé à partir de la masse avant et après séchage).

Mesure de ph de la solution de trempage :

Le PH de la solution de trempage de l'étude de [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#) a été mesuré à l'aide d'un testeur multi paramètres de bureau Seven Compact S220 avec une résolution de 0,01 et un niveau d'instrument de 0,001, et la capacité d'étanchéité à l'eau et à la poussière pourrait atteindre le niveau IP54.

Les essais d'UCS :

L'UCS (Unconfined Compressive Strength) a été mesuré à l'aide d'une machine d'essai multifonctionnelle de résistance des matériaux de chaussée YZM-IIC à une vitesse de chargement de 1 mm/min. La figure 11 montre la machine équipée d'un capteur de pression (une résolution de 0,01 kN), d'un capteur de déplacement (une résolution de 0,01 mm), de terminaux de contrôle et d'acquisition de données.

Pour caractériser la stabilité de la résistance des boues solidifiées après les cycles WD, le coefficient de stabilité WD, R_s est introduit comme (1) [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

$$R_s = \frac{q_{b,n}}{q_e} (1)$$

Où $q_{b,n}$ est la résistance moyenne à l'état humide des échantillons après les cycles WD, et q_e est leur résistance moyenne avant les cycles WD.

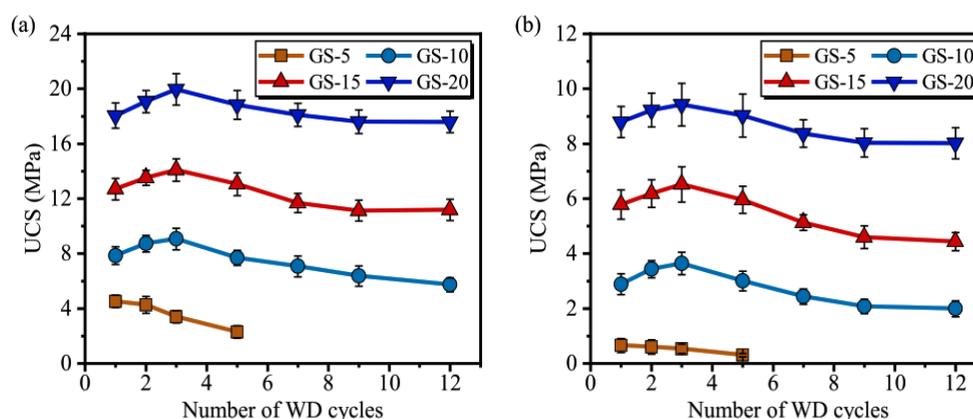


Figure I.11 :L'UCS des échantillons pendant les cycles WD : (a) résistance à sec (b) résistance à l'humidité. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

Les essais DRX :

Différents auteurs caractérisent le sol après traitement par les essais XRD (X-ray diffraction) [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#) [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#) ont été effectués à l'aide d'un diffractomètre à rayons X à haute résolution multifonctionnel équipé de stade de haute température, d'échantillonnage de microéchantillon, échantillon à cinq axes, de scène d'échantillon de transmission tournante.

Les essais MEB ou SEM (scanning electron microscopy) ont été effectués à l'aide d'un microscope électronique de numérisation environnemental Thermo Fisher Quatre S avec une tension d'accélération de 200 V-30 kV, un vide variable de 10–4000 Pa, pour lequel la surface de l'échantillon était inférieure à 1 cm

Les essais MIP(mercury intrusion porosimetry) ont été effectués à l'aide d'un porosimètre automatique de pénétration du mercure PoreMaster-33 doté d'une station

d'analyse d'échantillons à haute pression, de deux échantillons de basse pression et d'une plage de mesure de la distribution des pores de 950 à 0,0064 μm , pour lesquels le volume de l'échantillon était inférieur à 1 cm.

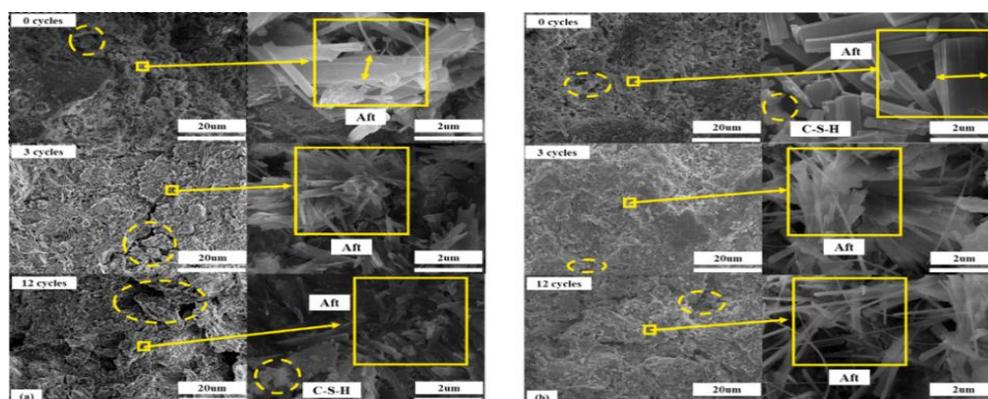


Figure I.12: La microstructure des échantillons pendant les cycles WD : (a) GS-10 (b) GS-20. Xichen Zhang et al, (2022).

L'observation de Xichen Zhang et al, (2022) sur montre le taux de changement de masse des échantillons au cours des cycles WD, a montré que le GS-5 une forte diminution après 5 cycles, avec une perte de masse sèche cumulée supérieure à 4,5 % et une perte de masse humide supérieure à 2 %. Après 12 cycles, la perte de masse sèche dépasse 2% en raison du phénomène de « chute de laitier ». En outre, des études antérieures de X. Zheng, et al, (2016), ont également confirmé cette découverte, cela indiquait qu'un échantillon après son immersion dans l'eau, les pores de l'échantillon se dilataient. Légèrement, induisant l'augmentation de l'absorption d'eau et de l'eau contenue, qui compense la perte de masse sèche. La masse humide n'a pas diminué de manière significative. Avec l'augmentation de la teneur en CRSS, la perte de masse a diminué progressivement, les échantillons ayant une teneur plus élevée en CRSS présentant une meilleure stabilité de masse.

Le retrait au séchage et le gonflement provoquent une déformation inégale du sol dans l'étude de Xichen Zhang et al, (2022), affectant son apparence. Les échantillons GS-0 échouent au contact de l'eau, ce qui entraîne une forme boueuse et une mauvaise stabilité de l'eau, de même K. Roshan, et al, (2020), a trouvé la force interne entre les particules de sol non stabilisées est la force de Van der Waals, est plus faible que la pression d'expansion exercée dans les pores des particules de sol, ce qui entraîne rupture complète de l'échantillon. Les échantillons GS-5 peuvent résister aux cycles WD, mais après 5 cycles, une desquamation de la peau apparaissait. Lorsque la teneur en CRSS dépasse 5 %, la résistance des échantillons aux cycles WD s'améliore, les structures restant intactes après 12 cycles. Les échantillons GS-15 et GS-20 ont un aspect lisse avec des microfissures, tandis que les

échantillons GS-10 ont un aspect rugueux avec de larges fissures, ce qui est cohérent avec la conclusion de [Helson et al, \(2018\)](#), que la largeur des fissures augmente avec la diminution de la teneur en ciment [tableau 5](#).

Tableau I.5: Schéma de l'essai. [Helson et al, \(2018\)](#).

Numéro d'échantillon	Dosage du CRSS (%)	Âge de guérison(d)	Nombre de cycle WD	Tester le contenu
GS-0	0	3	1, 2, 3	apparence, masse
GS-5	5		5, 7, 9, 12	teneur en humidité
GS-10	10			densité sèche
GS-15	15			pH de la solution de trempage
GS-20	20			UCS
				XRD, SEM, MIP

L'étude de [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#) montre que la teneur en humidité des échantillons augmente avec l'augmentation des cycles de WD en raison du retrait au séchage et du gonflement de l'eau, conduisant à des microfissures. La teneur en humidité augmente en raison de petites zones de liaison, d'une faible force de liaison, de fissures plus larges et d'un remplissage insuffisant des pores, ce qui entraîne une augmentation de la teneur en eau dans les échantillons [Figure 13](#).

La densité sèche d'un échantillon est influencée par sa masse, son volume et sa teneur en humidité [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#). À mesure que les cycles WD augmentent, la densité diminue en raison de l'expansion rapide du volume, de l'augmentation des pores internes, de la diminution de la densité et l'augmentation de la teneur en humidité [Figure 14](#).

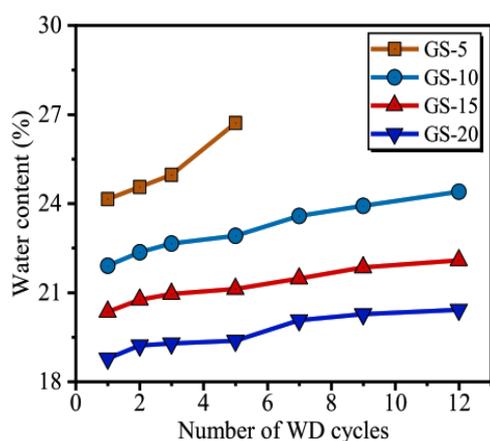


Figure I.13 : La teneur en humidité Des échantillons pendant les cycles WD. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

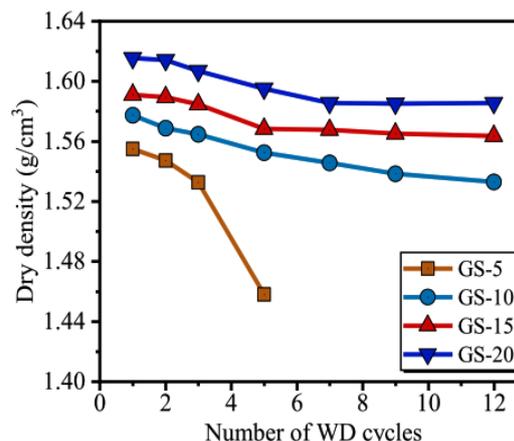


Figure I.14 : La densité sèche Pendant les cycles WD. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

Une alcalinité de la solution de trempage accrue avec une teneur croissante en CRSS était observée, au fur et à mesure que les cycles WD progressaient, des fissures se sont

développées et le liquide de trempage a pénétré au cœur de l'échantillon, entraînant une alcalinité plus élevée et une augmentation du pH. Plus tard, une voie de migration d'humidité fixe s'est formée et le pH a augmenté lentement [Xichen Zhang et al](#), pendant les cycles WD dans [la figure 15](#), le pH de l'eau déminéralisée du laboratoire étant faiblement alcalin et la boue étant faiblement acide

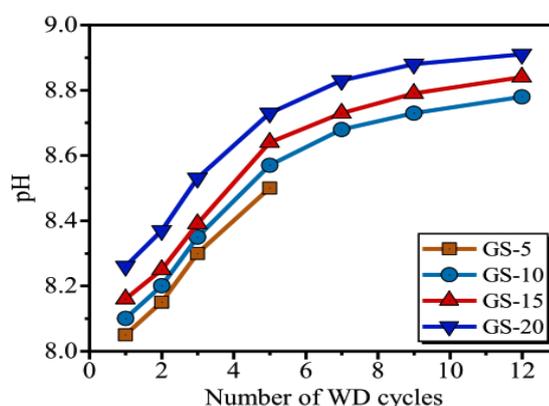


Figure I.15: PH de la solution de trempage pendant les cycles WD. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

La résistance à compression non confiné L'UCS ([Xichen Zhang et al, \(2022\)](#)) a légèrement augmenté avec l'augmentation des cycles, puis a diminué lentement et s'est stabilisé, ce qui est cohérent avec les résultats de recherche de [Xu et al, \(2022\)](#). Les échantillons GS-5 se sont désintégrés après 5 cycles, tandis que les échantillons GS-20 ont maintenu une résistance moyenne à l'humidité supérieure à 8 MPa après 12 cycles, montrant une résistance élevée à l'érosion WD.

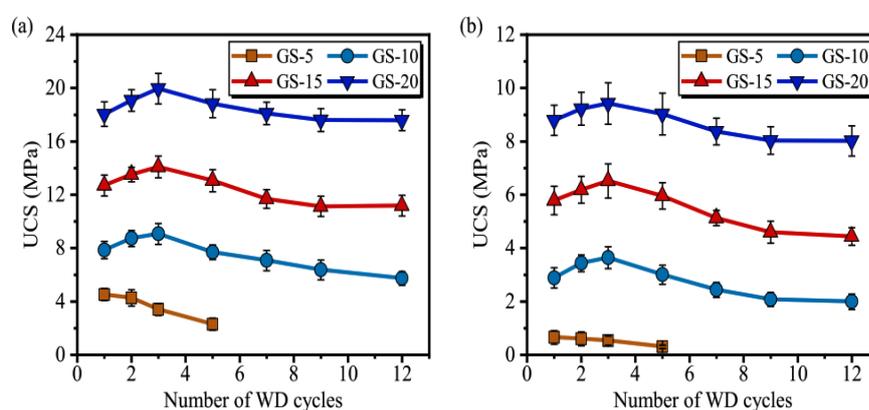


Figure I.16: L'UCS des échantillons pendant les cycles WD : (a) résistance à sec (b) résistance à l'humidité. [Xichen Zhang et al, \(2022\)](#).

L'impact des cycles WD sur la microstructure des boues solidifiées pour les échantillons GS-10 et GS-20 et différents cycles WD ([la figure 16](#)) [Xichen Zhang et al,](#)

(2022) montre que plus la teneur en CRSS (Composite rapid soil stabilizer) est élevée, plus l'intensité des pics de diffraction grande et meilleure est les échantillons sont la compacte, pour K.H. Yang, et al, (2016),conclu que les principaux produits d'hydratation du CRSS sont l'Ettringite et le silicate de calcium hydraté (ils étaient emballés autour des particules du sol et étaient efficaces pour combler les pores des boues).

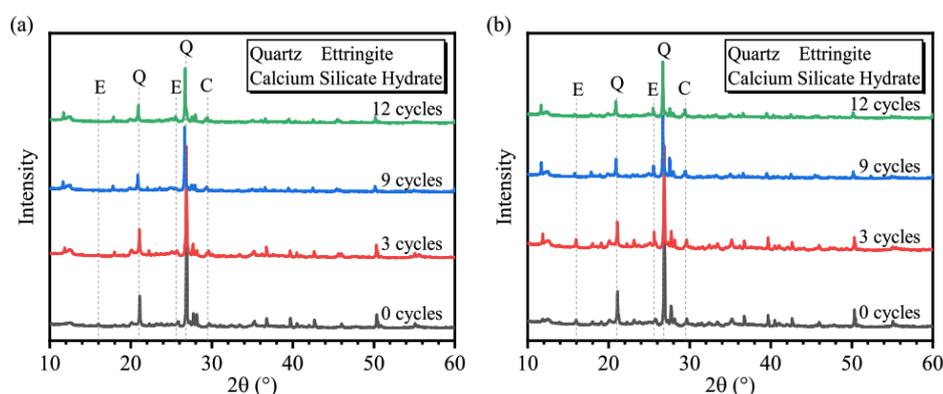


Figure I.17 : Les modèles XRD des échantillons pendant les cycles WD : (a) GS-10 (b) GS-20. Xichen Zhang et al, (2022).

L'Ettringite s'est avérée être l'un des principaux produits d'hydratation du CRSS, affectant la résistance des boues solidifiées. Les changements microscopiques de l'Ettringite ont montré un arrangement désordonné, une densité de distribution diminuée et une structure détruite après 12 cycles (figure 17). Xichen Zhang et al, (2022).

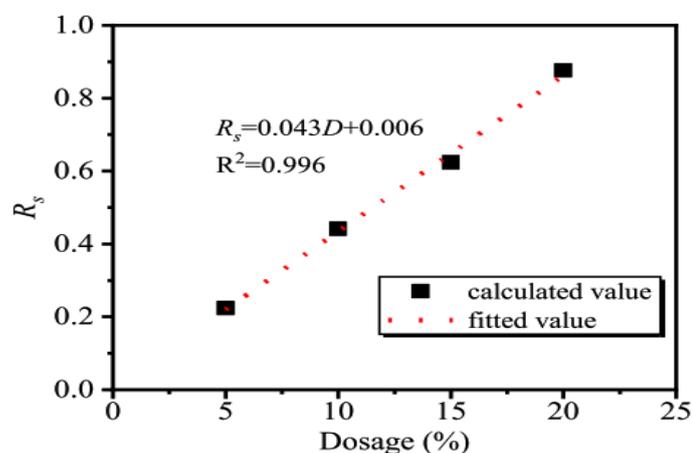


Figure I.18 : Le coefficient de stabilité WD R_s des échantillons après 12 cycles WD. Xichen Zhang et al, (2022).

Une simulation par une relation linéaire Xichen Zhang et al, (2022) entre le coefficient de stabilité WD R_s et le dosage, avec un coefficient de corrélation de 0,996. Le coefficient R_s a augmenté avec l'augmentation de la teneur en CRSS, de 0,224 pour 5 % à 0,877 pour 20

%, indiquant l'efficacité du CRSS à améliorer la résistance et la stabilité des boues solidifiées, comme le montre la figure 18.

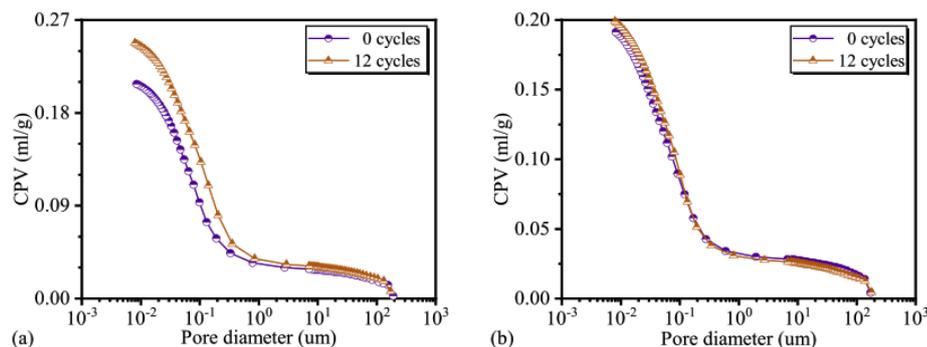


Figure I.19: La distribution CPV des échantillons au cours des cycles WD : (a) GS-10 (b) GS-20. Xichen Zhang et al, (2022).

La distribution cumulée du volume des pores des échantillons au cours des cycles WD (figure 19). Avant les cycles WD, le CPV (cumulative pore volume) diminuait avec l'augmentation du CRSS. Xichen Zhang et al, (2022), après 12 cycles, le CPV a augmenté de manière significative, atteignant 1,4 fois celui des échantillons GS-20, soit une amélioration significative.

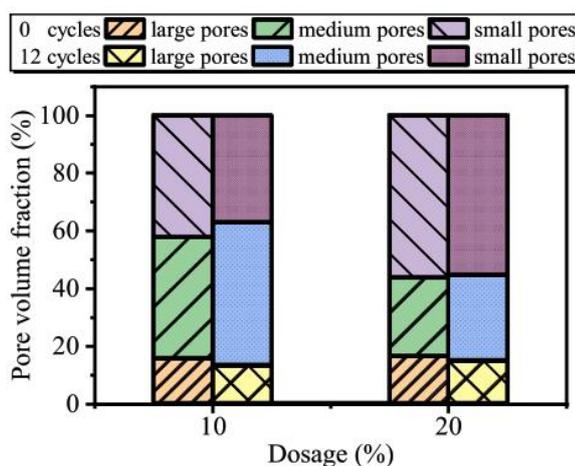


Figure I.20: La distribution des types de pores des échantillons pendant les cycles WD. Xichen Zhang et al, (2022).

L'étude de Xichen Zhang et al, (2022) montre la distribution des types de pores des échantillons GS-10 et GS-20 avant et après les cycles WD. Avant les cycles WD, les pores moyens et petits prédominaient, représentant plus de 80 %. À mesure que la teneur en CRSS augmentait, les petits pores augmentaient, les pores moyens diminuaient et les grands pores restaient inchangés. Les échantillons GS-20 ont montré moins de changement de porosité,

une intégrité structurelle élevée et une bonne durabilité, c'est ce que nous explique la figure 20.

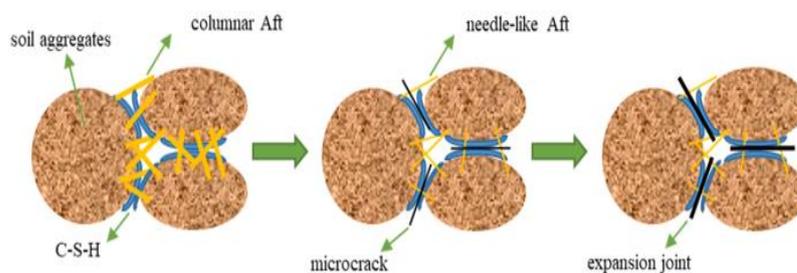


Figure I.21: Le mécanisme d'évolution microscopique de la durabilité des boues solidifiées sous cycles WD. Xichen Zhang et al, (2022).

L'étude de Xichen Zhang et al, (2022), démontre la durabilité des boues solidifiées sous les cycles WD (la figure 21), révélant que le silicate de calcium hydraté, l'ettringite et l'hydroxyde de calcium jouent différents rôles dans l'hydratation, formant une chaîne stable qui améliore la résistance et l'intégrité des boues comme K.H. Yang, et al, (2016) dit.

La simulation stratigraphique d'étude de Xing-long Feng et al, (2024) implique le compactage et la stratification du sol, contrôlés à l'aide de méthodes massiques et volumétriques totales. Un géotextile est placé au fond du réservoir pour éviter l'effondrement du sol. Du sable fin et de la gaze perméable sont ajoutés et de la terre de 12 cm de profondeur est versée dans le réservoir de ruissellement. L'interface du sol est traitée grossièrement pour éviter la stratification.

L'étude de Xing-long Feng et al, (2024) se concentre sur les simulations d'injection pour une surface de formation de moraine, en se concentrant sur la formation de bulles et de boues au cours du processus. La première étape consiste à injecter des trous peu profonds suivis de trous profonds à l'aide d'un processus de segmentation vers l'avant. L'étude utilise une théorie d'échelle similaire pour simuler la réduction de l'injection de coulis sur le terrain. La simulation est réalisée en utilisant un rapport de similarité de 10:1 et un espacement des trous de tissu de 10 cm × 10 cm. Après l'injection, un traitement à plat par grattage et une pulvérisation sont effectués pour simuler la couche d'arrêt sur le terrain. (Figure 22)



Figure I.22 : Simulation d'injection. Xing-long Feng et al, (2024).

La simulation des précipitations de l'étude de Xing-long Feng et al, (2024) consiste à ajuster la pression d'alimentation en gaz à 0,2 MP, à mesurer l'intensité des précipitations et à surveiller la production d'écoulement en surface. Des échantillons de sédiments de ruissellement de surface sont collectés toutes les 2 minutes, et le test est répété pour chaque intensité de pluie. Les échantillons de sédiments de ruissellement sont ajoutés à une solution saturée d'alun, séchés et pesés.

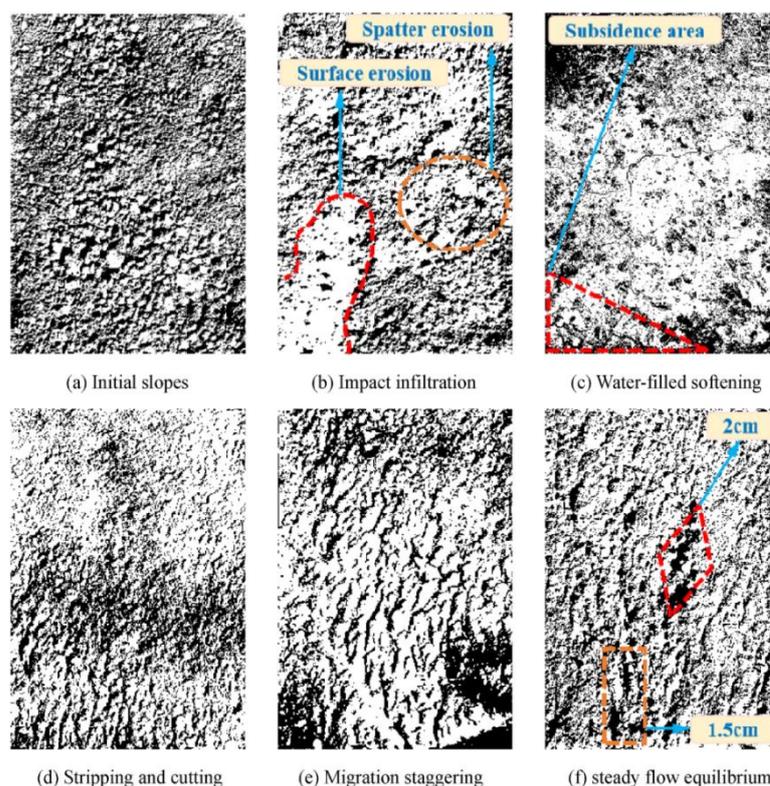


Figure I.23: Analyse de binarisation du processus d'évolution de l'érosion pluviométrique.

Xing-long Feng et al, (2024).

La mine de cuivre de Pulang dans l'étude de [Xing-long Feng et al, \(2024\)](#) connaît des précipitations moyennes de 619,9 mm, de juin à octobre étant la saison la plus concentrée. La saison sèche, de novembre à mai, représente 20 % des précipitations annuelles. L'expérience est menée sous une intensité de pluie plus importante de 120 mm/h, avec une pente de 30° et un rapport sol-boue (5 :1, 6 :1, 7 :1, 8 :1, 9 :1 et 10 :1) Comme variables de test. L'espacement des trous de tissu et l'intensité des précipitations sont utilisés pour les tests d'érosion de surface.

L'étude de [Xing-long Feng et al, \(2024\)](#) démontre que le temps de production des précipitations augmente avec l'augmentation des rapports sol-boue qui suit la fonction exponentielle $y = -20,67 \exp(-x/6,33) + 19,53$. Les résultats montrent que l'effet curatif du sol et son imperméabilité diminuent avec l'augmentation du rapport de lisier. Plus la proportion de lisier est faible, plus le temps nécessaire pour que le sol soit saturé est long. Ceci est cohérent avec les études de [Xin Quan \(2020\)](#), [Xinliang Wu \(2017\)](#), et al, Plus on injecte de lisier, plus la pente est résistante aux infiltrations et plus la liaison entre les sols est forte, retardant la production d'écoulement sur la pente. Ainsi, le temps de production d'écoulement sur pente est plus long lorsqu'aucun lisier n'est injecté (La figure 24).

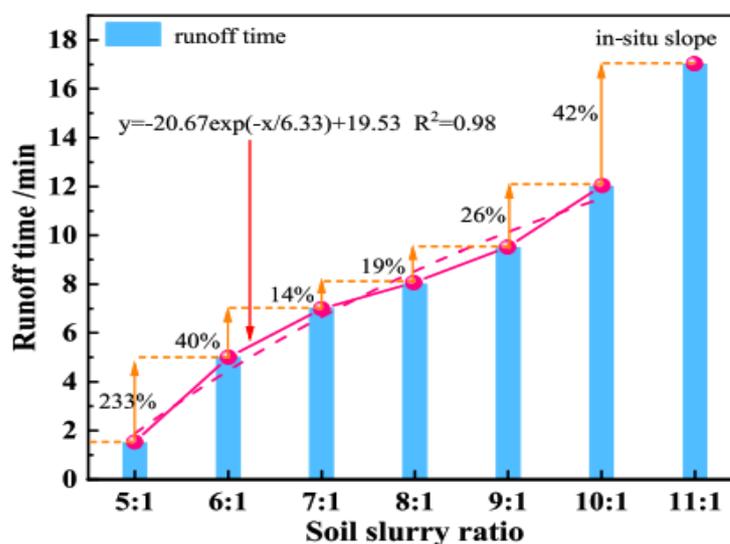


Figure I.24 : Moment de production et d'écoulement des précipitations. [Xing-long Feng et al, \(2024\)](#).

Dans la figure 25(a) l'étude de [Xing-long Feng et al, \(2024\)](#) démontre que le ruissellement des précipitations est un processus fluctuant non linéaire, l'intensité du ruissellement de surface augmentant progressivement avec la durée des précipitations. L'intensité du ruissellement augmente avec la variation des rapports sol-boue.

La figure 25(b), il se trouve que le ruissellement de surface dans un paysage change avec le temps du calendrier des précipitations, avec une relation tournante entre les deux. Le ruissellement de surface avant les précipitations montre une tendance à la croissance abrupte, atteignant les points maximaux A1 et A3. À mesure que le rapport sol-boue augmente, l'intensité du ruissellement diminue, provoquant une infiltration des eaux de pluie et une production lente du ruissellement, le ruissellement de surface des pluies tardives augmente avec l'augmentation du rapport sol/boue, l'effet de durcissement par injection du lisier agit principalement pendant la période précédant les précipitations, lorsque le ruissellement de surface est considérablement réduit. La période de pluie tardive accélère le processus d'érosion, tandis que l'injection de coulis réduit l'infiltration des précipitations et le temps de rétention sur les pentes, cela affecte le rendement des pentes et la convergence.

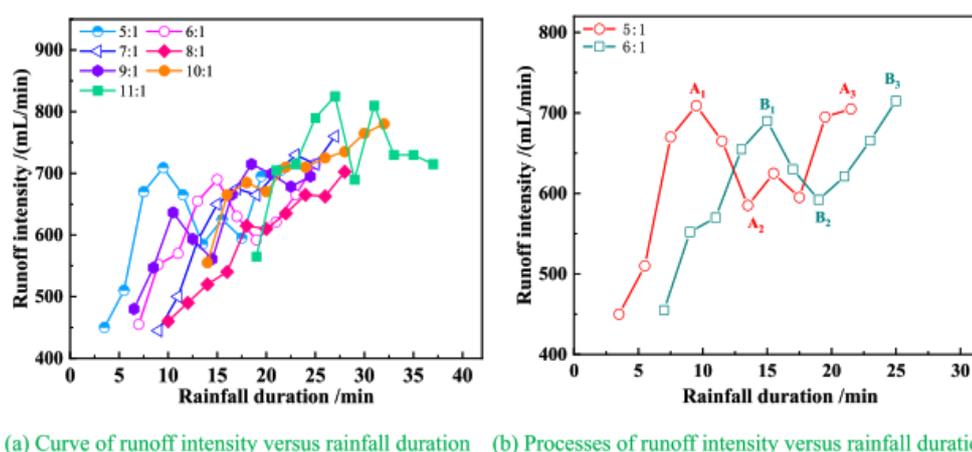


Figure I.25 : Relation entre l'intensité du ruissellement et la durée des précipitations. Xing-long Feng et al, (2024).

La figure 26 dans l'étude de Xing-long Feng et al, (2024) illustre la relation entre l'intensité de la production de sable et la durée des précipitations. Il montre que l'intensité des sédiments diminue avec l'augmentation de la durée des précipitations, des ratios plus faibles entraînant des changements plus doux. Des ratios plus élevés entraînent des changements plus spectaculaires. Par exemple, un rapport sol-boue de 5 : 1 entraîne une intensité de rendement en sédiments 28,8 fois plus élevée que sans lisier, ce qui indique un effet significatif de fixation du sable sur le sol.

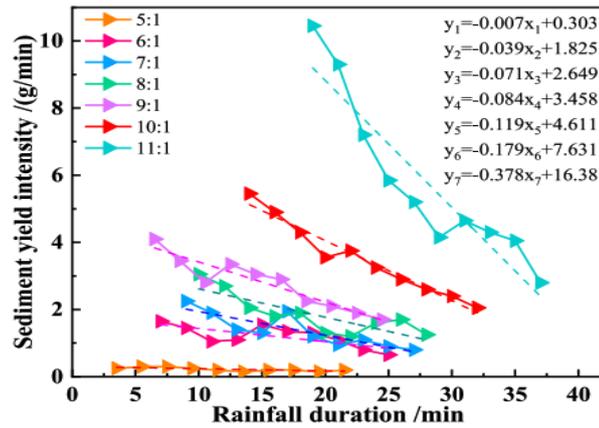


Figure I.26 : Courbe d’intensité de production de sédiments en fonction de la durée des précipitations. Xing-long Feng et al, (2024).

L’étude de Xing-long Feng et al, (2024) a effectuée la micromorphologie de la moraine in situ comparée à la moraine après injection et durcissement montre que la moraine durcie a de mauvaises propriétés mécaniques et une mauvaise porosité inter particulaire. Après injection, les particules de moraine produisent des produits d'hydratation, transformant la morphologie en une morphologie dense et poreuse. Les injections chimiques, principalement des composés de siloxane et des composés d'hydroxyle de silicone, forment des plis en forme de veines sur la surface de la moraine, recouvrant la texture originale. Ce film, formé par des réactions chimiques et une couche de couplage en polysiloxane, améliore l'adhésion entre les particules de moraine et agit comme un « pont moléculaire » et ceci est cohérent avec l’étude de Kaifang Lu, et al, (2023). (La figure 27).

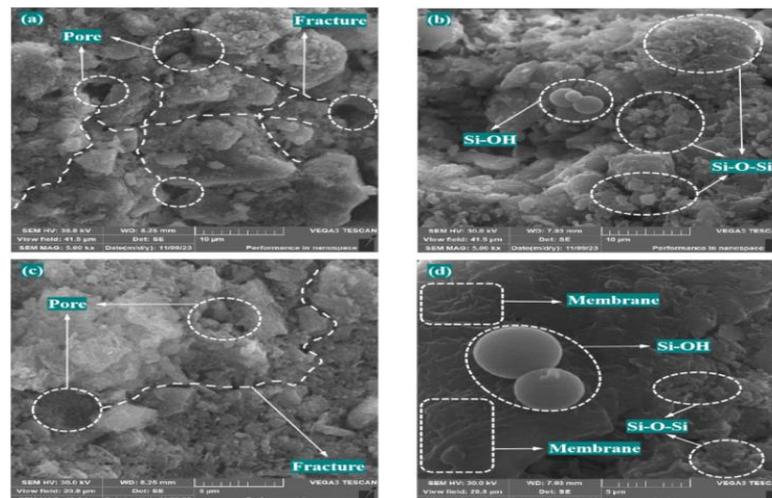


Figure I.27: Comparaison de la morphologie microscopique avant et après jointoiement et durcissement. KING-long Feng et al, (2024).

L'étude de [Xing-long Feng et al, \(2024\)](#) À mesure que l'intensité des précipitations augmente, l'énergie de ruissellement des pentes augmente, entraînant une saturation des sols et des pentes morainiques. La perte de sédiments sur la pente se traduit par une granularité grossière. L'eau de pluie se disperse en force F_1 et en force F_2 le long de la surface de la pente, les particules fines étant plus facilement transportées que les particules grossières. À mesure que la force de récurage du sol augmente, l'eau de pluie commence à transporter des particules grossières. À mesure que la teneur en eau augmente, la pression de l'eau interstitielle augmente et certaines régions du sol atteignent un état saturé, entraînant une instabilité des pentes. Après des pluies prolongées, la teneur en eau du sol atteint son maximum, réduisant la stabilité de l'ensemble de la pente et provoquant des déformations et une perte de capacité portante. (La figure 28).

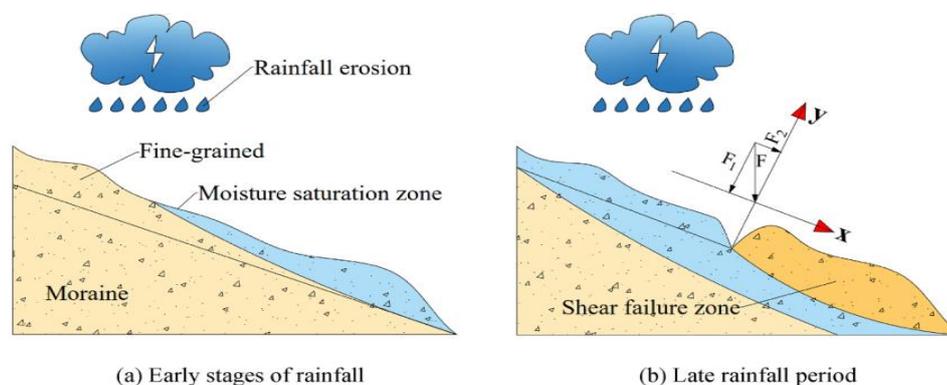


Figure I.28 : Mécanisme d'érosion pluviale et de déstabilisation des pentes. [Xing-long Feng et al, \(2024\)](#).

[Yuqing Wu et al, \(2018\)](#) analysé le processus et le mécanisme d'effondrement de la couche de sable du tunnel et utilisé la méthode d'injection pour prévenir et contrôler l'effondrement de la couche de sable. Leurs résultats ont indiqué que la principale raison de l'effondrement de la couche de sable tunnels était la faible teneur en sol cohérent dans la couche de sable et la faible capacité de cimentation, conduisant à la perte de particules d'argile avec l'écoulement des eaux souterraines jusqu'à l'effondrement.

[Yiwen Qin et al, \(2023\)](#) ont étudié le mécanisme d'effondrement de tunnels de loess enfouis peu profondément dans des conditions de pluie. Ils ont principalement analysé les causes de l'effondrement, et les résultats ont montré que l'infiltration des précipitations a causé la destruction de la masse rocheuse de loess en grande partie à cause de la déstabilisation de la structure des pores causée par la réduction de la tension interparticulaire et de la microstructure. Causé par la destruction de l'effondrement de ramollissement des liaisons de particules.

Afin d'étudier l'impact de l'ajout de déchets plastiques sur la résistance du sol, un essai triaxial consolidé sans arrosage (CU: consolidated undrained) a été effectué après chaque période de cicatrisation.

L'analyse par diffraction des rayons X dans l'étude de [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#) comme décrit dans la figure 29, a révélé les phases minéralogiques d'un échantillon témoin contenant 20 % de coulis végétal dans le sol, notamment de la silice, de la muscovite et de la kaolinite semi-cristalline. Des taches formées pendant le durcissement en raison de l'altération par la kaolinite sont apparues sur les surfaces des échantillons, disparaissant à mesure que le temps de durcissement augmentait et entraînant des taches blanches plus grandes.

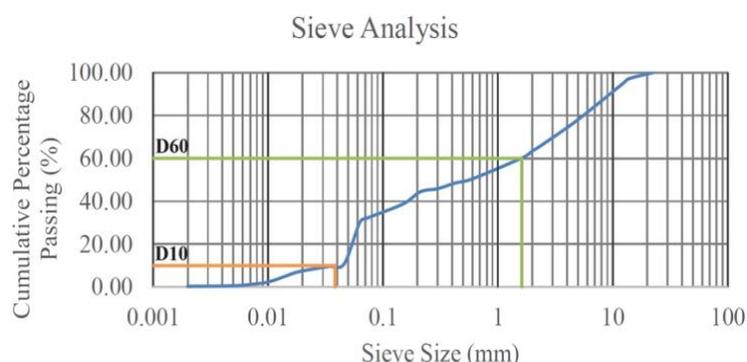


Figure I.29: Distribution granulométrique du sol naturel. [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#).

La procédure d'étude de [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#) consiste à mélanger de la terre avec du liquide de coulis végétal pour créer une texture semi-cimentée, puis à peser des bandes de PET à différents poids et à les placer dans un plateau de terre humide. (Figure 30).

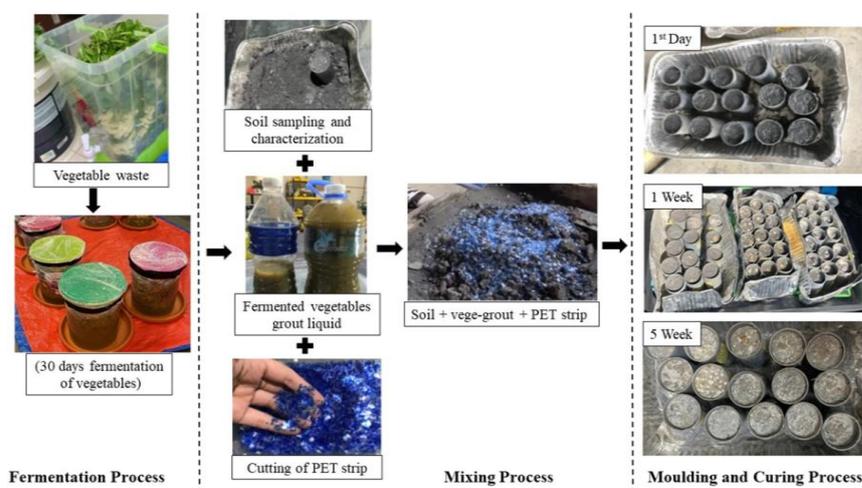


Figure I.30: Organigramme méthodologique. [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#)

L'étude de Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024) a utilisé un équipement triaxial pour mener des expériences consolidées non drainées (CU) afin d'évaluer les performances du sol mélangé à des déchets plastiques dans des conditions non drainées. Les tests impliquaient des échantillons saturés soumis à une vitesse de déformation constante et maintenus une pression interstitielle constante. La résistance verticale a été utilisée pour déterminer la teneur optimale en plastique pour le sol et le coulis végétal. Trois quantités différentes de bandes PET ont été testées à cinq périodes de durcissement, et la charge axiale ultime, l'angle de frottement et la valeur de cohésion ont été comparés. La perméabilité de l'échantillon de sol a également été examinée selon la méthode de chute de pression selon la norme ASTM D 2434.

Le test de perméabilité a également été réalisé selon la méthode de la chute de pression selon la norme ASTM D 2434 standard. La perméabilité de l'échantillon de sol est calculée en utilisant l'équation suivante (2) : Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024)

$$k = \frac{2.3026aL}{At} \log_{10} \frac{1}{2} \quad (2)$$

Dans l'équation. 1, k est le coefficient de perméabilité, a est la section transversale du tube vertical, L est la hauteur de l'éprouvette, A est la surface de la section transversale de l'échantillon, et t est l'intervalle de temps.

En plus, le test de micrographie électronique à balayage (MEB) est effectué pour observer la microstructure du sol naturel, et du sol traité après cinq semaines de guérir. Examens préalables au MEB, l'échantillon a été séché et pulvérisé recouvert d'or comme la Figure 31.

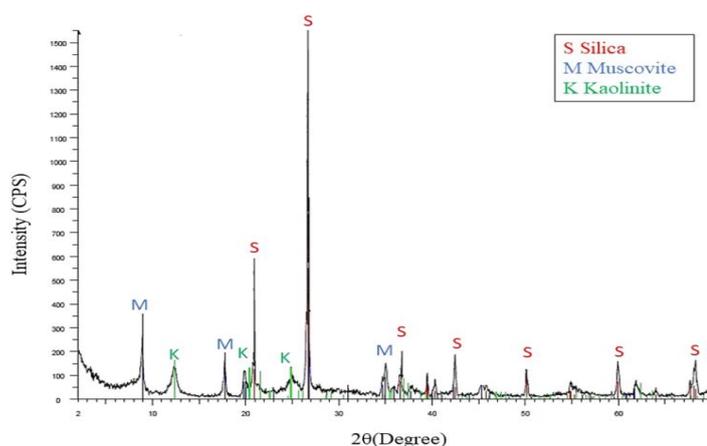


Figure I.31: Analyse par diffraction des rayons X du sol contenant 20% de coulis végétal après 5 semaines de cure. Farah Atiqah et al, (2024)

L'analyse de l'étude de Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024) utilise le logiciel SLOPE/W et une méthode simplifiée de Bishop pour déterminer le facteur de sécurité (FOS)

et la surface de glissement critique de la pente. Le facteur de sécurité est le rapport entre la résistance au cisaillement initiale et la résistance au cisaillement finale. L'analyse de stabilité repose sur la méthode Bishop, qui inclut le poids et la largeur des blocs individuels, la pression interstitielle de l'eau, l'inclinaison de la base des tranches et les paramètres du sol, comme illustré dans l'équation (3) : [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#)

$$fOS = \frac{1}{\sum i W_i \cdot \sin \alpha_i} \sum i \frac{(c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \tan \phi_i)}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_i \cdot \sin \alpha_i}{FS}} \quad (3)$$

Des comparaisons sur la stabilité et le facteur de sécurité sont effectuées avant et après le renforcement.

Dans l'étude de [Farah Atiqah et al, \(2024\)](#) le comportement contrainte-déformation du sable limoneux avec bande PET variait à différentes pressions de confinement, montrant une contrainte dévia torique accrue et une contrainte de cisaillement accrue à la rupture. Les déchets de PET augmentent la contrainte et réduisent la compressibilité, mais diminuent la contrainte dévia torique. Ce résultat est cohérent avec l'étude de [G.L.S. Babu, \(2011\)](#), ce qui implique que le potentiel de l'amélioration de la capacité portante et l'amélioration du sol sont suffisantes pour jusqu'à 1 % des déchets de bandes plastiques. [J.J. Zhao et al, \(2015\)](#), ont constaté que la teneur optimale en plastique pour les sols à grains fins et grossiers doit être d'au plus 1,5 % pour éviter une diminution de la résistance au cisaillement. [J.W. Ferreira, et al, \(2021\)](#), ont observé des tendances similaires, dans lesquelles une augmentation de la teneur en bandes de PET pouvait entraîner une double expansion de la déformation.

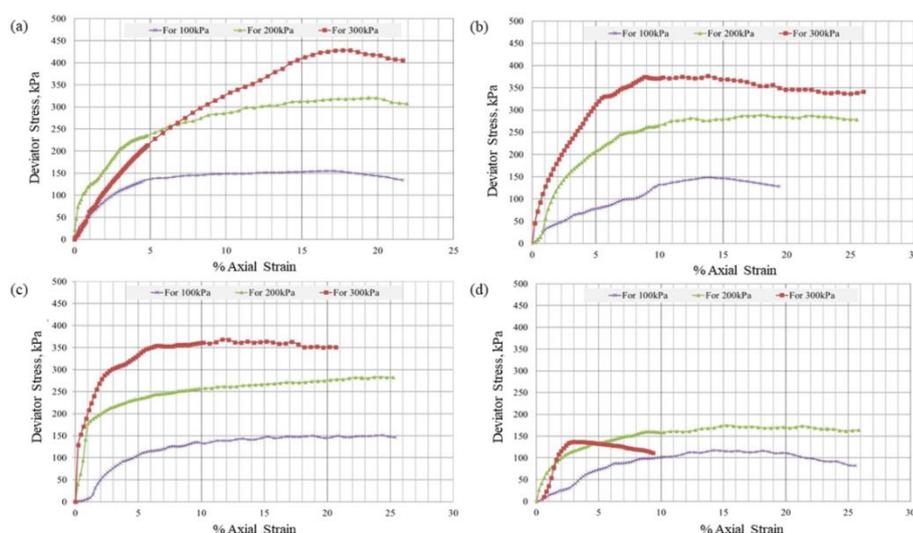


Figure I.32: La corrélation entre la résistance au cisaillement et la déformation axiale de (a) 20VG (b) 20VG0.75PET (c) 20VG1.00PET et (d) 20VG1.25PET échantillon à la 5ème semaine de durcissement. [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#)

L'étude de [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#) a révélé que la résistance ultime au cisaillement du sol renforcé sur une période de durcissement de 5 semaines était la plus

élevée dans un mélange témoin contenant uniquement des ajouts de coulis végétal, tandis que la présence de coulis végétal augmentait la résistance au cisaillement de 84,16 % par rapport au 20VG1.00PET (Figure 32).

L'étude de [R.C.Omar et al \(2016\)](#) ont constaté que la perméabilité optimale pour un sol traité avec du coulis végétal est de 21 jours et qu'elle devient stable entre 21 et 28 jours. Cependant, le sol renforcé avec des bandes de PET a montré une diminution continue de la contrainte de cisaillement jusqu'à la semaine 4, mais une augmentation à la semaine 5. Le renforcement en PET aide à stabiliser le sol, augmentant sa résistance et contribuant à sa solidité. Cependant, des lignes de tendance incohérentes ont été observées dans les mélanges 20VG1.25PET en raison d'un renforcement excessif du PET.

[I. Boziyigit et al\(2021\)](#), ont découvert que la résistance au cisaillement fluctuait dans 1,25 % des sols renforcés en PET en raison du frottement instable entre le plastique et les particules du sol.

[Koohmishi et al \(2022\)](#), ont constaté des variations de résistance entre la chaux, le ciment et le renforcement des bandes de bouteilles en PET en raison de la nature fibreuse du plastique, ce qui peut provoquer un glissement du sol et des défaillances potentielles.

Le développement de la résistance du sol est considérablement influencé par la période de durcissement, comme le montrent les études sur les hydrogels PET, avec un emboîtement amélioré après 28 jours de durcissement. [S. Smitha et al\(2019\)](#)

L'approche biologique de la performance à long terme du MICP est difficile en raison de sa composition chimique exclusive, de ses applications in situ limitées et de ses mécanismes de stabilisation limités, nécessitant une attention particulière aux facteurs environnementaux. [V.M. Ramdas et al \(2021\)](#)

Le plastique PET, malgré la dégradation du sol, conserve sa résistance aux micro-organismes, aux UV et aux éléments chimiques, le rendant moins susceptible à la détérioration et garantissant une durée de vie intacte de la structure dans les applications géotechniques. [S.N. Moghaddas Tafreshi \(2021\)](#) Les bandes de PET se désintègrent lors de la dégradation hydrolytique, réduisant ainsi la rigidité du sol et améliorant la durabilité. Le coulis végétal agit comme du ciment, liant les particules de sol.

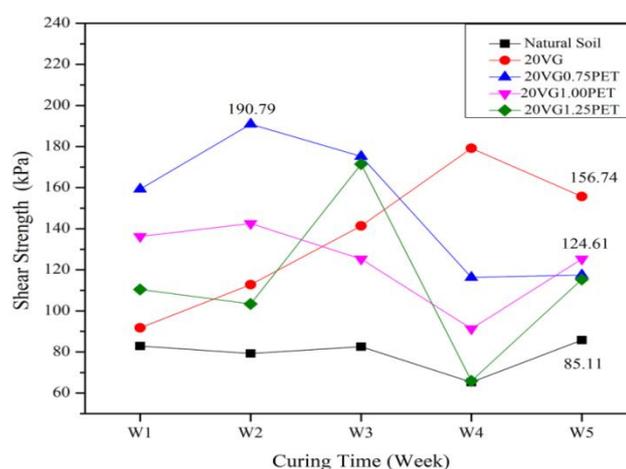


Figure I.33 : Résistance au cisaillement d'un mélange non traité et traité à une pression de confinement de 300 kPa en utilisant un test triaxial CU pendant 5 semaines de durcissement. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).

L'étude évalue l'angle de friction interne des sols traités à différentes concentrations de PET et à différents temps de cuisson. Les résultats montrent que l'angle de friction augmente de la première à la troisième semaine, mais diminue à la quatrième semaine. L'angle de friction le plus bas est atteint avec les mélanges 20VG1.00PET, tandis qu'une teneur plus élevée en PET se traduit par des angles de frottement supérieurs. L'étude ne conclut que l'incorporation de PET réduit dans une certaine mesure la résistance aux frictions. (Figure 33).

L'étude de Cui et al ont révélé que le sol limoneux augmentait la cohésion en raison de la réduction de l'angle de frottement due à l'effet de remplissage des pores. Cette cohésion accrue indique une excellente surface de contact. Les activités microbiennes et les précipitations de calcite augmentent l'agrégation des particules du sol, se lient à la substance PET et améliorent l'angle de frottement et la résistance au cisaillement

L'étude compare la stabilité des pentes entre les mélanges témoins, le mélange 20VG1.00PET et le mélange 20VG1.25PET, en se concentrant sur l'augmentation de la valeur de cohésion. Le mélange 20VG0.75PET n'est pas analysé pour la stabilité des pentes en raison de sa valeur de cohésion inchangée.

Selon l'étude d.Batumalai et al (2023) Les fortes pluies en Malaisie entraînent une instabilité et une saturation des sols, le comportement hydraulique étant influencé par l'intensité des précipitations. Les taux de détachement du sol lors des glissements de terrain sont directement proportionnels aux paramètres hydrauliques et à l'intensité des précipitations. La perméabilité du sol est fortement liée à l'infiltration des eaux de pluie, les fines particules entravant l'écoulement de l'eau et augmentant la rétention d'eau.

Le tableau 6 montre que l'ajout de PET le plastique réduit la perméabilité saturée du sol. L'ajout de plastique PE au sol réduit sa perméabilité, comme l'ont rapporté Luwalaga et al. Cependant, les bandes de bouteilles PET réparties de manière aléatoire permettent l'infiltration de l'eau, malgré la perméabilité réduite. Cet état semi-perméable est crucial pour l'infiltration, réduisant le ruissellement de surface et empêchant l'érosion des sols

Tableau I.6: Coefficient de perméabilité pour sol traité au coulis végétal renforcé de plastique PET. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).

Échantillon	Coefficient de perméabilité (k, valeur) mm/s	Classes de perméabilité du sol
Classes de perméabilité du sol	$2 \times 10^{-4} - 2 \times 10^2$	Perméable
Sable limoneux	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-2}$	Semi-perméable
Sable limoneux avec coulis végétal	$1 \times 10^{-8} - 5 \times 10^{-7}$	Imperméable
Sable limoneux avec végétal-PET	$6,11 \times 10^{-3}$	Semi-perméable
0,75%	$5,67 \times 10^{-4}$	Semi-perméable
Sable limoneux avec végétal-PET	$2,72 \times 10^{-4}$	Semi-perméable
1,0%	$1,85 \times 10^{-4}$	Semi-perméable

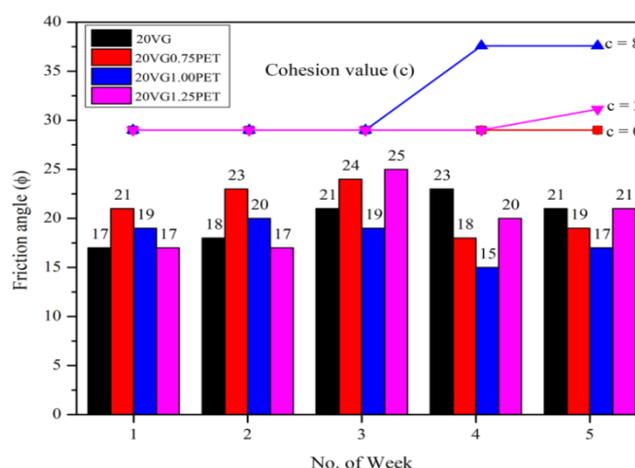


Figure I.34: Effet du renfort PET sur l'angle de frottement interne et la cohésion du sol. Farah Atiqah et al, (2024).

La Figure 34 L'examen microstructural du sol non traité et traité révèle que l'ajout de coulis végétal au sol donne un sol plus ferme et plus compact en raison de la bio minéralisation. Ce processus, qui implique la bio-cimentation de la calcite, crée des cristaux de carbonate de calcium et une liaison avec le sol R.C. Omar (2018). La calcite précipitée à partir du liquide de coulis végétal contenant Bacillus Pasteuri et Bacillus subtilis R.C. Omar (2016) améliore les propriétés d'ingénierie du sol, réduit la perméabilité de la porosité et

forme une surface ferme. Le mécanisme de liaison au sol des bandes de coulis végétal et de PET est démontré, le renforcement des bandes de PET évitant efficacement les fissures de traction et minimisant les déformations. Le système d'emboîtement et l'effet pont créé par les bandes PET améliorent l'angle de frottement interne. Une taille de renfort et une granulométrie appropriées sont cruciales pour une performance optimale du sol.

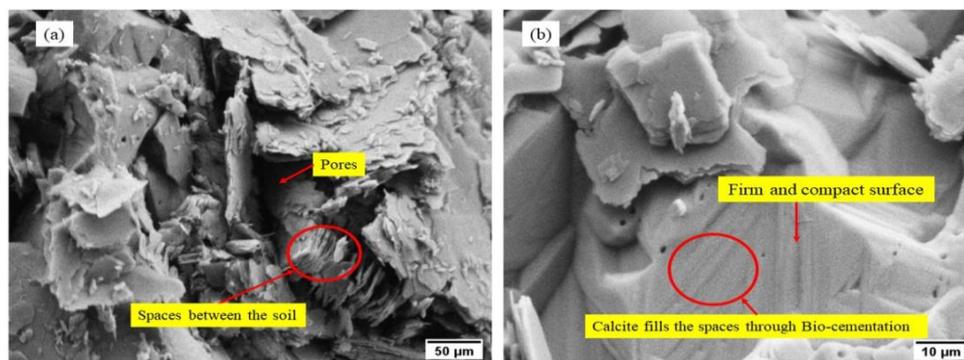


Figure I.35: Images MEB du (a) sable limoneux et (b) du sable traité avec 20 % de coulis végétal après un durcissement de 35 jours. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024)

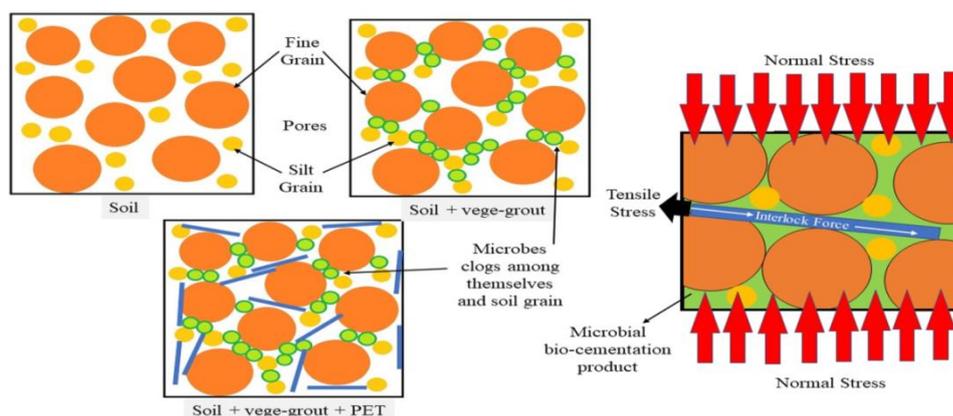


Figure I.36 : Illustration du mécanisme de liaison et d'emboîtement du sol contenant du coulis végétal et des bandes PET. Farah Atiqah Abdul Azam et al, (2024).

L'analyse de la stabilité des pentes évalue la stabilité des pentes en fonction de la variabilité du sol, déclenchant des facteurs tels que des événements climatiques tels que les précipitations, les excavations ou les tremblements de terre, qui peuvent provoquer une instabilité active et des mouvements de masse M. Suhatriel et all (2019), D.M. Nelson et all (2011).

Comme le montre la figure 36, La pente de 18 mètres avec quatre bermes de même hauteur a été analysée à l'aide du logiciel SLOPE/W de GeoStudio. La méthode de l'équilibre limite (LEM) a été utilisée pour la conception préliminaire. Le facteur de sécurité (FOS) a été calculé en tenant compte de la surface critique du talus. La pente s'est avérée très critique et à

haut risque. Le FOS a augmenté de 17,86 % après l'ajout de 20 % de coulis végétal, mais ne répondait pas à l'exigence minimale pour une pente de conception stable en Malaisie. Comme indiqué dans le Malaisien Ligne directrice sur l'entretien des pentes [D.M. Nelson et al \(2011\)](#)

Le tableau 7 montre les mesures de la surface de glissement critique et du facteur de sécurité (FOS) avant et après le renforcement des coulis végétaux et des bandes PET sur les pentes. La pente est très critique et à haut risque, avec un FOS initial de 0,448.

Tableau I.7: Résumé de l'analyse de stabilité du talus traité après 2 semaines de cure sur réel.

Le type de sol	FoS	Point d'accès (avant le bord de pente) (m)	Point de sortie (du le fond de la pente) (m)	Surface de glissement critique	
				Volume (m ³)	Poids (KN)
Sol naturel	0,448	0,76	0	14,71	142,10
20VG	0,528	1,4	0	13,93	150,32
20VG1.00PET	0,813	6,33	1,33	164,34	2493,25
20VG1.25 PET	0,674	2,67	0	65,89	1081,04
Première pente de la berme					
20VG	0,382	0,17	0	0,657	7,09
20VG1.00PET	1,269	1,75	0	11,14	169,05
20VG1.25 PET	0,733	0,64	0	4,83	79,29

Où FOS >1,2 = pente stable et FOS <1,2 = rupture de pente [S. Smitha et al \(2019\)](#)

L'étude a donné des résultats satisfaisants après deux semaines de durcissement, avec une amélioration attendue après cinq semaines. La stabilité de la berme a été évaluée, la première poutre ayant la valeur FOS la plus basse.

La berme initiale d'une pente a un facteur de sécurité (FOS) inférieur à celui de l'ensemble de la pente, indiquant sa criticité. L'étude a révélé que l'augmentation de l'ajout de plastique entraînait une stabilité accrue de la pente globale et de la première pente de la poutre. Après deux semaines de durcissement sur site, la pente traitée avec du coulis végétal et du plastique PET a montré des améliorations significatives en termes de stabilité. L'ajout de bandes PET à un niveau de traitement de 1,00 % a amélioré le FOS de 1,269. Un renforcement suffisant des bandes PET le long du plan de glissement évite les ruptures de glissement superficielles, améliorant ainsi le facteur de sécurité de la pente. [K. Salimi et al \(2021\)](#).

La bande de plastique peut améliorer considérablement l'angle de frottement et la cohésion des sols sableux en réduisant le chemin de rupture, en minimisant la déformation latérale et en augmentant l'emboîtement des grains [C.K. Subramaniaprasad et al \(2014\)](#).

L'étude de [M.Suhatriet al \(2019\)](#) met en évidence l'impact de la végétation et du positionnement des racines sur la valeur de la surface de glissement du sol. Le plastique PET distribué de manière aléatoire affecte de manière significative le déplacement par cisaillement, démontrant sa fiabilité dans la prévision de la rupture et de la stabilité des pentes, comme convenu précédemment par [V.Ivanov et al \(2008\)](#) Cependant, des recherches plus approfondies sont recommandées pour explorer une meilleure approche de mise en œuvre du jointoiment. Technique de stabilisation de la pente qui s'aligne sur la géométrie de la pente et les conditions du sol qui prévalent en Malaisie.

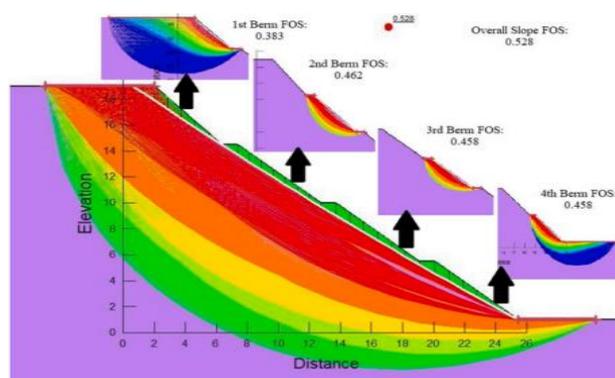


Figure I.37: Le facteur de sécurité (FOS) estimé de la pente globale et de chacune des bermes sans renfort PET, où $FOS > 1,0$ = pente stable et $FOS < 1,0$ = rupture de pente. [Farah Atiqah Abdul Azam et al, \(2024\)](#).

L'étude examine l'effet des techniques de stabilisation du sol sur l'amélioration des pistes en utilisant l'intégration des déchets biologiques et plastiques. D'après les résultats, les bandes PET augmentent la résistance de 54%, tandis que le grout végétal augmente la résistance à la traction de 84,16%.

PET renforce la résistance aux frottements du sol, la résistance aux torsions et la stabilité des pistes, garantissant ainsi la sécurité pour l'installation d'un pylône électrique près des pistes et suggérant une utilisation potentielle dans des structures élaborées.

L'étude de [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#) ont utilisé un dispositif expérimental pour tester le PSAS, où il a été dissous dans de l'eau distillée et séché pendant une période spécifique allant de 10 à 72 heures. Le PSAS a ensuite été placé dans une chambre anoxique à 53 °C et soumis à des vibrations 3D pour mesurer la concentration en eau dans les particules de base. L'adsorption et la rétention d'eau W_{ab} ont été mesurées de la même manière.

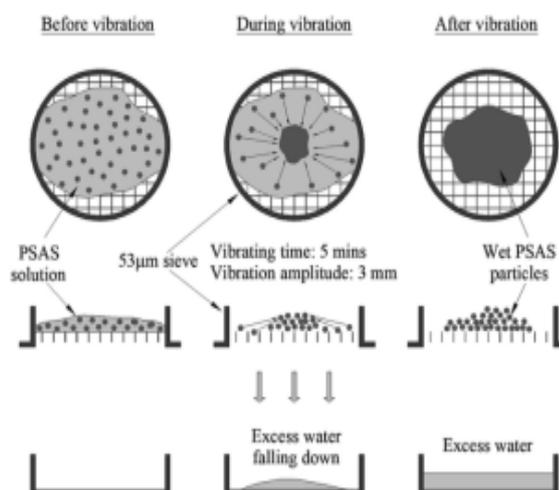


Figure I.38: Configuration expérimentale pour déterminer les performances des PSAS en matière d'absorption et de rétention d'eau. [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#).

[Navila Tabassum 2023 et all](#) ont effectué trois fois le test d'évaluation de l'absorption et de la rétention d'eau, mentionné précédemment, sur les échantillons préparés dans les mêmes conditions. [La Figure 38](#) présente les valeurs évaluées du W_{ab} et B pour le PSAS-N et le PSAS-R. Ils ont présenté les résultats des trois tests pour chaque situation. Comme illustré dans la figure, les échantillons ne présentent que des variations légères, avec un coefficient de variation maximum de 3,67 %. Au début du durcissement, le W_{ab} et B de chaque échantillon de PSAS augmentent, puis deviennent constants. Les résultats indiquent aussi que le PSAS-R présentait un W et un B , tandis que le PSAS-N n'en avait pas.

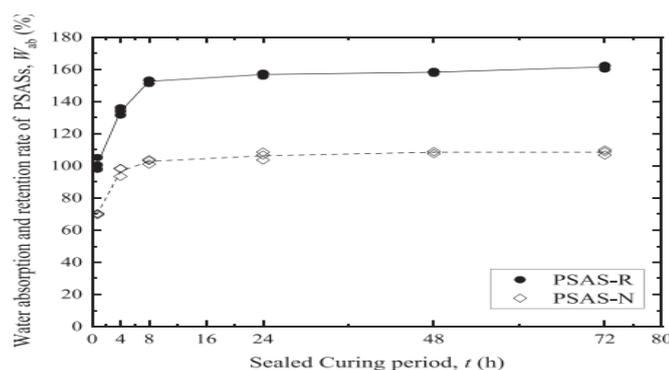


Figure I.39 : Modifications du taux d'absorption et de rétention d'eau, W et B , de PSAS avec période de durcissement scellée. [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#).

L'étude de [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#) a analysé les variations dans le PSD des échantillons grillés traités avec le PSAS-N, le PSAS-R et le BFCB à l'aide de dégustation. La teneur initiale en eau a été ajustée pour atteindre la limite de liquidité et le mélange a été préparé avec un ratio de masse sèche de 20 %. Un mélangeur de nourriture compact a été

utilisé pendant 10 minutes de mélange, suivi d'une journée d'exposition à l'air et de 2 minutes d'expansion à l'air.

Navila Tabassum et al, (2023) utilisé un tamis (0,075 à 75 mm) pour analyser chaque échantillon, en respectant la norme JGS 0131. Les échantillons ont été séchés dans un environnement humide et sec, d'abord dans leur état initial. Par la suite, les échantillons ont été exposés à l'eau pendant une durée de 3 minutes, puis à l'ozone à 110-C.

L'étude de Navila Tabassum et al, (2023) utilisé un tamis (0,075 à 75 mm) pour analyser chaque échantillon, en respectant la norme JGS 0131. Les échantillons présents le PSD des échantillons traités avec le PSAS-N, le PSAS-R et le BFCB dans trois conditions de prétraitement. Les graphiques montrent que les échantillons traités étaient composés de sable et de graviers granulés, sans aucun lavage ni séchage avant l'analyse. Toute fois, les PSD des échantillons cuits au four n'étaient pas en adéquation avec ceux des PSD combinés. Cela suggère qu'il y a eu une interaction chimique entre les particules présentes dans les échantillons traités.

En plus du rinçage, il est considéré que le séchage au four entraîne la décomposition des particules, ce qui entraîne la perte de certains hydrates tels que l'ettringite (Bannai et Nakagawa, 1968 ; Nozawa et al, 2017 ; Harashima et Ito, 2016), figure 39 ce qui entraîne la production de fines. Selon la Figure 39, lorsque la durée de lavage augmente, on observe l'apparition de contenus plus fins. Effectivement, une prolongation de la durée de lavage accroît le risque d'usure et de déchirure des particules. Selon les observations, il est possible que les argiles PSAS et BFCB traitées deviennent boues, mais il est peu probable qu'elles soient exposées à un environnement où elles seront lavées dans des conditions agitées.

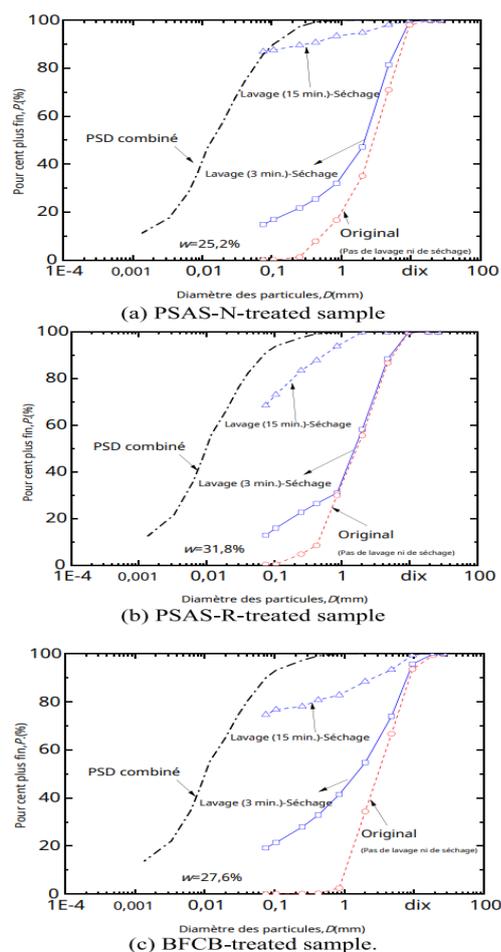


Figure I.40 : PSD de chaque échantillon traité avec trois conditions de prétraitement. Navila Tabassum et al, (2023).

L'étude de Navila Tabassum et al, (2023) a examiné la modification de la résistance associée à la guérison sèche-humide sur les échantillons traités par PSAS-N-, PSAS -R-, et BFCB. Les échantillons ont été préparés en utilisant des conditions de mélange et ont été compactés 12 fois. Les spécimens ont été guéris sous 20 ± 1 C pendant trois jours, puis démolis. Certains échantillons ont été soumis à des cycles répétés de guérison sèche et humide ou à un guérissement continu à l'humidité. Après des cycles de séchage-humidification répétés ou une cure continue, des essais de compression sans limites ont été effectués sur les échantillons.

La figure 40 montre les changements dans la résistance à la compression des échantillons avec une cure sèche-humide ou trempée, la valeur moyenne de q_{toi} augmentant avec la durée de la cure. La valeur moyenne de q_{toi} était légèrement plus élevée pour la cure sèche-humide que pour la cure par trempage, probablement en raison de la réaction d'hydratation accélérée du ciment à des températures de cure élevées. Durant cette période, la valeur moyenne de q_{toi} augmente pour les échantillons PSAS-N et PSAS-R traités par

trempage, mais diminue après plusieurs cycles humides de séchage sec-humide. (Babasaki et al. 1996)

Comme représenté sur la Figure 40, le durcissement sec-humide répété a induit des fissures dans les échantillons traités au PSAS-R, entraînant la perte de son intégrité.

La durabilité des échantillons PSAS-N et PSAS-R dans les cycles froids peut être inférieure à celle des échantillons traités avec des BFCB. Toutefois, l'utilisation d'essais de compression sans contrainte est encore débattue, car l'absorption et la rétention d'eau sont influencées par les particules de PSAS.

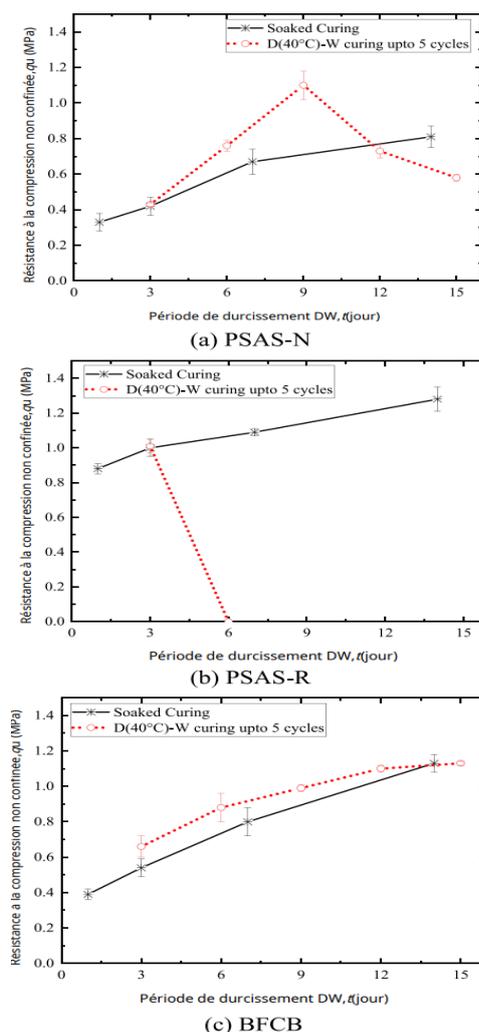


Figure I.41 : Modifications des écarts moyens et types de la résistance à la compression non confinée associée au durcissement sec-humide et au durcissement par trempage. Navila Tabassum et al, (2023).

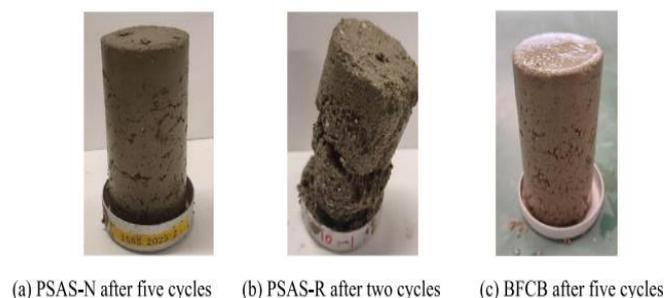


Figure I.42 : Échantillons après cycles de durcissement sec-humide .Navila Tabassum et al, (2023).

BFCB augmente les normes de résistance et de force d'installation en absorbant et en retenant l'eau. Des tests sur des échantillons PSAS-N, PSAS-R et PFCB ont été réalisés pour étudier les variations de force lors du traitement humide. La préparation des échantillons PSAS-N, PSASSHIR et BFCB suit les conditions du [tableau 8](#), et la même préparation est utilisée pour les échantillons précédents.

Les PSAS augmentent la résistance en raison de l'absorption physique et de la rétention d'eau, de sorte que le fait que les argiles traitées soient retenues ou non peut affecter leur durabilité. Des tests ont été menés sur des argiles PSAS-N, PSAS-R et BFCB dans des moules pour étudier les changements de résistance associés à la durcification sec-humide.

Tableau I.8 : Conditions de mélange pour les échantillons traités au PSAS-N, au PSAS-R et au BFCB. Navila Tabassum et al, (2023).

Type d'échantillon	Teneur en eau d'AO l'argile W (%)	Rapport supplémentaire de PSAS-N ou PSAS-R, A_{PS} (%)	Supplémentaire ration BFCB, A_{BFCB} (%)
Echantillon traités au PSAS-N, PSAS-R	40,7(W= W_L)	20	0
Echantillon au BFCB		0	6

Les échantillons ont été préparés, compactés puis placés dans un trou de 100 mm de diamètre. Ils ont ensuite été marqués 25 fois avec une mortière de 2,5 kg et 30 cm de hauteur. Les spécimens ont été soumis à différentes conditions, notamment un séchage continu et un traitement sec-humide. [Le tableau 9](#)

L'étude impliquait d'immerger chaque échantillon dans l'eau pendant différentes durées, notamment 1, 3, 7, 14, 28 et 45 jours. Après chaque durée appropriée, un test d'indice cylindrique a été réalisé selon JGS 0716. Le lessivage du Ca se produit sur une longue période lorsque le sol traité est immergé dans l'eau. [Hashimoto et al, \(2008\)](#) rapporté que le rapport eau/solide pendant le trempage effectue la quantité de Ca qui fuit.

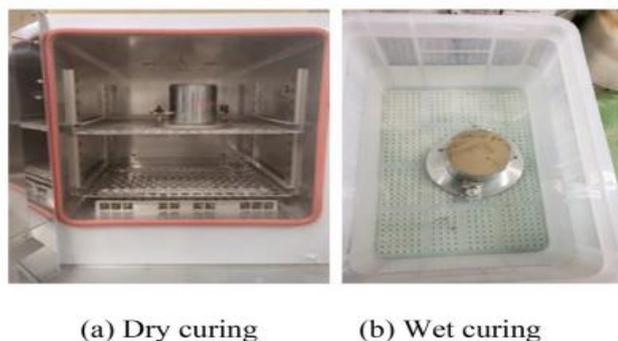
Tableau I.9 : Conditions de durcissement des échantillons traités au PSAS-N, au PSAS-R et au BFCB. [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#).

TYPE de durcissement	Nombre de jours pendant lesquels les échantillons ont été séchés à 40 –C	Nombre de jours pendant lesquels les échantillons ont été séchés à 80 –C	Nombre de jours pendant lesquels les spécimens ont été trempés dans l'eau	Nombre de cycle humide sec
Trempé Guérir	N / A 2	N / A N / A	1, 3, 7, 14, 28, 45	N/A 1, 2, 3, 4,5, 6,7, 8,15
Sec humide guérir	N / A 2, 5, 8, 14	2 N / A	1	1, 2, 3,4 1

La datation liée à la lixiviation du Ca se produit de manière lente pendant une période prolongée. Le Ca se lessive dès la surface exposée et se déplace progressivement vers l'intérieur du sol traité. [Selon Takahashi et ses collègues \(2018\)](#) L'étude a révélé que la dégradation de la résistance provoquée par la lixiviation du Ca est inférieure à 10 mm ou moins en un an, avec une durée d'immersion maximale de 45 jours pour les sols traités. L'indice du cylindre a été évalué sur la base de la résistance à la pénétration à différents niveaux, indiquant des variations minimales de force liées à la lixiviation du Ca.

Cette étude de [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#) a utilisé deux techniques de séchage sec-humide : plusieurs cycles et un seul cycle. Les effets sur les échantillons traités ont été étudiés, avec la température de séchage maintenue à 80°C, au-dessus de 40°C ([Kawai et al. 2018](#)). Suite à une période de séchage de deux jours à des températures de T =40 -C ou 80 -C, comme indiqué dans le [Tableau 8](#), les spécimens ont été immergés dans de l'eau de la même façon que précédemment. Quoi qu'il en soit, la durée de durcissement humide (trempée) s'élevait à une journée. Les temps nécessaires pour le séchage et le mouillage ont été calculés en se basant sur les périodes de séchage et de mouillage spécifiées dans la norme ASTM D 559, car il était aisé de travailler sur une base de 24 heures.

[La figure 42](#) présente un échantillon dans des conditions de sec-humidité. Les échantillons traités avaient des diamètres et des hauteurs plus grands que les échantillons de compression non confinés. L'eau ne pouvait pénétrer que par le haut de l'échantillon, une vérification a donc été effectuée pour garantir un séchage uniforme. Après séchage et séchage, les échantillons ont été retirés et leur taux d'humidité mesuré à l'aide du JGS 0122.



(a) Dry curing

(b) Wet curing

Figure I.43 : Échantillons soumis à un durcissement sec-humide. Navila Tabassum et al, (2023)

Les profils de W le long de la hauteur de l'éprouvette après séchage à 40°C sont représentés sur la figure 43(a) et la figure 43(b). Bien que certaines variations existent, elles sont réparties presque uniformément sur tous les échantillons dans des conditions de séchage et de tonte. Différents types de stabilisants renaient différentes quantités d'humidité pendant les cycles sec-humidité. Sur la base des résultats présentés dans Figure 43(c), il a été étudié en détail si les différents types de stabilisants renaient différentes quantités d'humidité pendant les cycles de durcissement sec-humide.

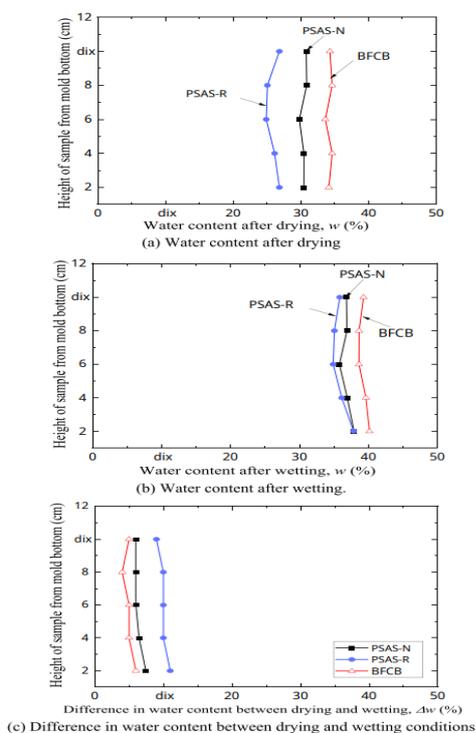


Figure I.44 : Profils de teneur en eau des échantillons soumis à deux jours de séchage à 40 - C et un jour de mouillage (D : sec, W : humide).Navila Tabassum et al, (2023).

La figure 44 montre les changements de w et de saturation S_r dus aux cycles sec-humide pour les échantillons traités avec PSAS-N-, PSAS-R- et BFCB. Des températures plus élevées ont entraîné une diminution de w et de S_r . Pendant le séchage, les échantillons traités au PSAS présentaient une diminution de S_r plus élevée que ceux traités au BFCB. Cela est dû à une évaporation plus facile de l'eau dans les pores des particules. Cependant, les échantillons traités au PSAS augmentent avec le nombre de cycles sec-humide, réduisant ainsi l'apport d'eau. Une confirmation plus détaillée de ce phénomène présumé sera nécessaire par le biais d'études futures, par exemple par des études microscopiques structurales et cristallographiques, telles que celles rapportées par [Yoobanpot et al, \(2020a, b\)](#) et [Jamsawang et al, \(2021\)](#).

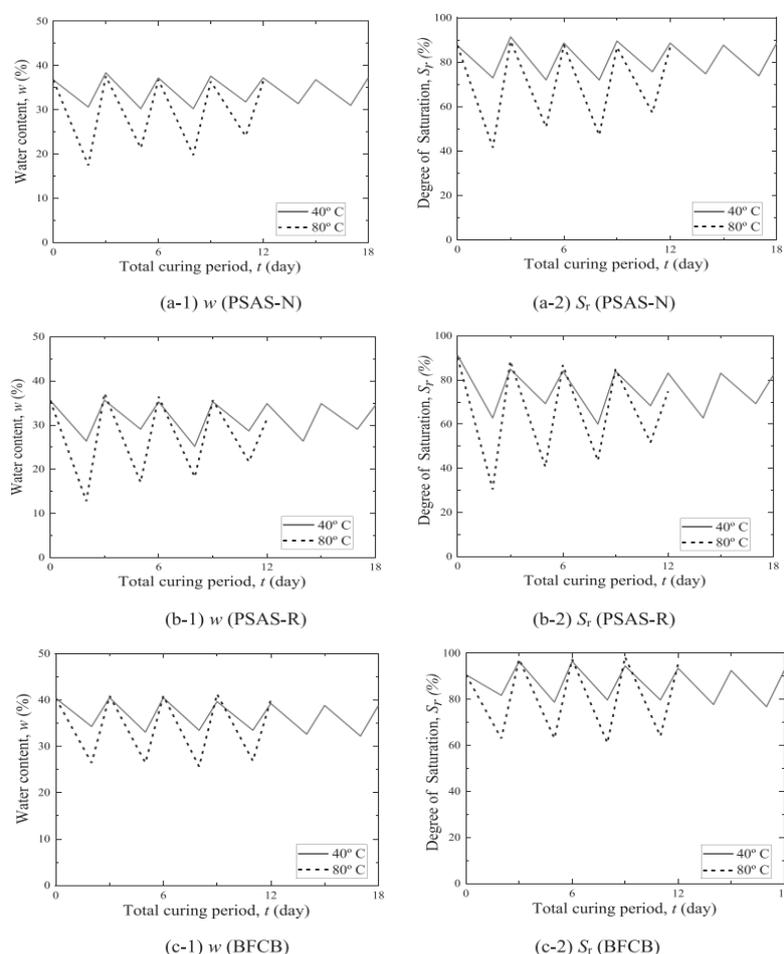


Figure I.45 : Modifications w et S_r en raison des cycles répétés de durcissement sec-humide.

[Navila Tabassum et al, \(2023\)](#).

L'étude de [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#) a examiné les différents types de stabilisateurs qui renaient différentes quantités d'humidité pendant les cycles de séchage sec-humide. Les résultats ont montré que les températures plus élevées ont conduit à des

quintillions plus souples. Pendant le séchage, les échantillons traités par PSAS ont eu une réduction plus élevée de l'humidité que les Echantillons traités par BFCB. Cela est dû à l'évaporation plus facile de l'eau dans les pores de particules. Toutefois, les échantillons traités par PSAS ont augmenté avec le nombre de cycles de séchage sec-humide. Il sera nécessaire d'obtenir une confirmation plus approfondie de ce phénomène présumé à travers des études ultérieures, comme celles menées par [Yoobanpot et ses collègues \(2020a, b\)](#) et [Jamsawang et ses collègues \(2021\)](#).

Finalement, [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#) étudié les conséquences des différentes périodes de séchage sur la capacité de rétention d'eau dans chaque échantillon d'argile traité. Les échantillons traités avec PSAS-N-, PSAS-R- et BFCB ont été traités avec des changements dans le w et S_r à différentes périodes de séchage à 40 °C, comme le montre [la Figure 45](#). Les observations montrent que plus la durée de séchage n'est prolongée, plus la qualité est élevée que le S_r . On a également constaté une diminution de la rétention dans les échantillons traités au PSAS par rapport aux échantillons traités au BFCB pendant le processus de séchage.

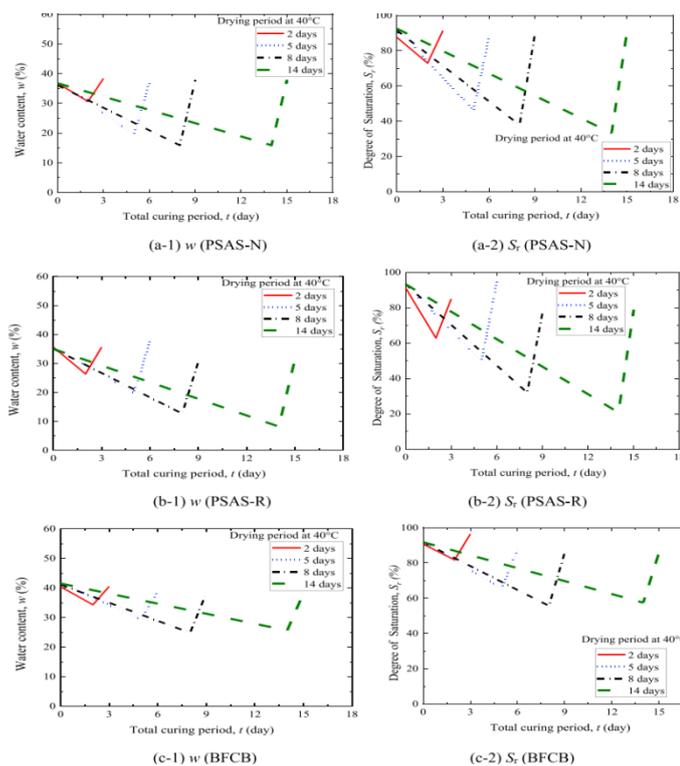


Figure I.46: Modification de w et S_r dû au durcissement sec-humide (séchage à 40 – C). [Navila Tabassum et al, \(2023\)](#).

[La figure 46](#) montre une corrélation entre l'indice q_c et la durée de trempage des échantillons traités dans l'eau. Les résultats montrent une augmentation significative de la

résistance au début, tandis que la résistance diminue progressivement. La différence de résistance est partiellement cohérente avec la différence entre PSAS-R et PSAS-N. La réaction entre le PSAS et l'Ao argile peut contribuer à l'augmentation de la résistance.

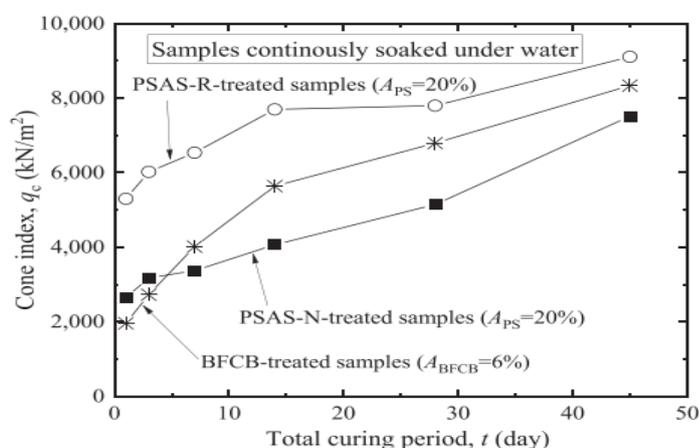


Figure I.47: Relation entre l'indice de cône q_c et la période de durcissement t pour les conditions de durcissement trempées des échantillons traités. Navila Tabassum et al, (2023).

Q illustre la relation entre q_c et q_t pour les échantillons traités avec PSAS-N-, PSAS-R- et BFCB dans des conditions sec-humides. q_c des échantillons BFCB augment avec les cycles de séchage et celui des échantillons PSAS-N et PSAS-R diminue après les cycles humides. La différence entre l'indice des essais en cylindre et en compression non confinée incite à la prudence lors de l'évaluation de la durabilité des sols traités au PSAS. Une absorption et une rétention élevées d'eau peuvent conduire à la formation d'un réservoir.

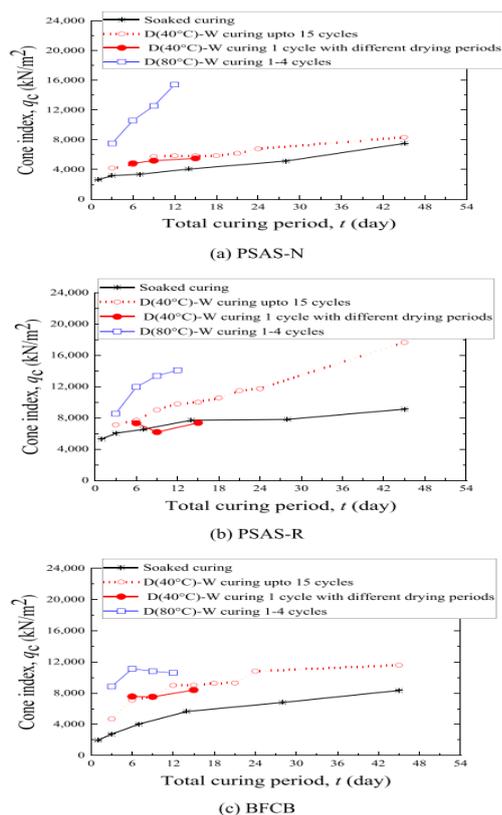


Figure I.48 : Relation entre q_c et t d'échantillons traités (D: sec, W: humide). Navila Tabassum et al, (2023).

L'étude de Navila Tabassum et al, (2023) a révélé que les valeurs de le q_c les des échantillons traités avec PSAS après des cycles de séchage de deux jours et un cycle d'un jour étaient plus élevées que celles traitées avec BFCB. Cela suggère que le développement de la résistance dans les échantillons PSAS pourrait être amélioré par des températures de séchage élevées. Toutefois, les sécrétions d'échantillons soumis à des cycles de séchage de 8 ou 14 jours étaient généralement plus faibles, éventuellement en raison de l'insuffisance d'eau dans les échantillons traités. (Figure 48).

Niveau de maturité Les sols traités au ciment ont souvent été prédises en fonction de différentes températures et périodes de durcissement. La maturité est une notion qui rassemble les conséquences du temps nécessaire pour se durcir et la température. Dans cette étude, des efforts ont été déployés afin d'utiliser le concept de maturité pour évaluer les différents échantillons traités au PSAS. Dans son discours d'ouverture, Kitazume (2020) a synthétisé les équations présentées dans des études antérieures afin de définir les différentes valeurs M1, M2, M3 et M4, utilisées pour les sols en béton de ciment et traités au ciment. Dans cette étude, M2 et M4, qui sont fréquemment employés dans les sols traités au ciment au Japon, ont été choisis parmi les échantillons traités au PSAS selon Kitazume (2020) pour appliquer le concept de maturité.

L'étude de Navila Tabassum et al, (2023) révèle une relation entre les échantillons PSAS-N-, PSAS-R- et BFCB, montrant des différences de durabilité entre les échantillons continus et sec-humides. Cependant, ceux qui contiennent du S_r présentent un séchage réduit en dessous d'un certain niveau. Les études futures devraient étudier la détérioration à long terme due à la décharge de Ca. (Figure 49 et 50).

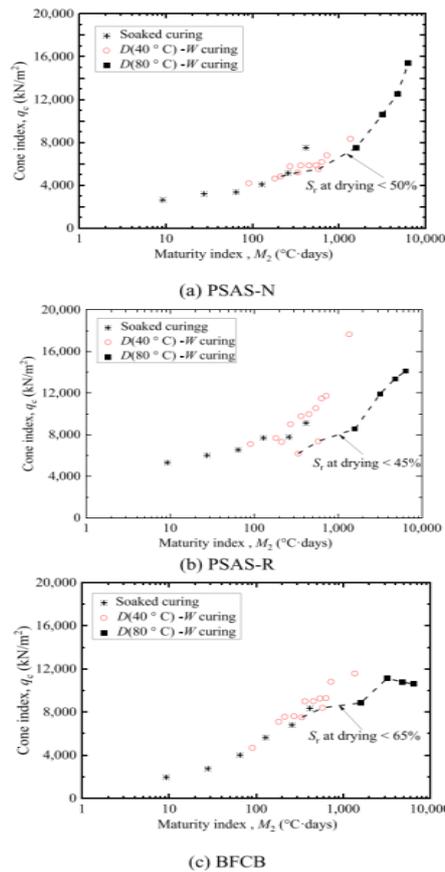


Figure I.49 : Relation entre q_c et M_2 d'échantillons traités (D : sec W : humide). Navila Tabassum et Al, (2023).

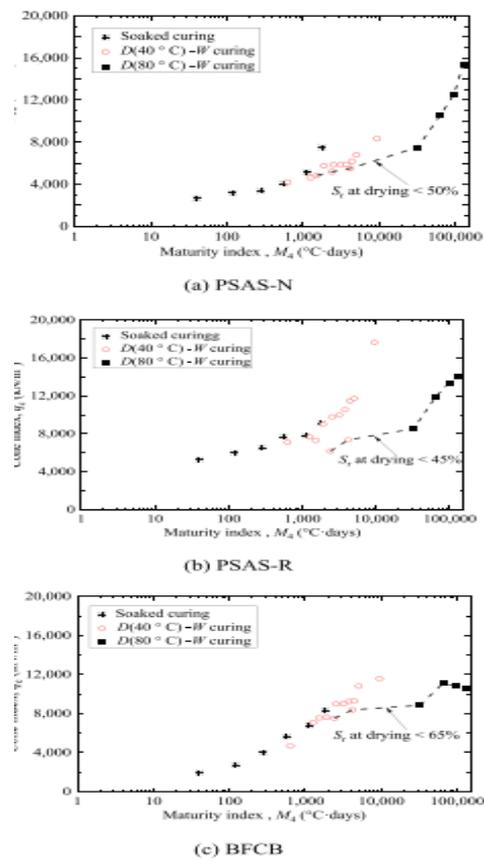


Figure I.50 : Relation entre M_4 , d'échantillons traités (D : sec, W : humide). Navila Tabassum et Al, (2023).

I.3 Résultats et discussion :

Les résultats de la recherche de l'étude de Xichen Zhang et al, (2022) montrent que les boues solidifiées avec CRSS présentaient une bonne durabilité face aux cycles WD. Cependant, il peut souffrir d'autres environnements difficiles tels que les cycles de gel-dégel (les études de K.Roshan, et al, (2022)), les attaques de sulfates (les études d'Y. Yi et al, (2014)) etc. Par conséquent, la prise en compte de davantage de facteurs environnementaux fournira une base théorique plus favorable à l'application du CRSS.

L'étude de Xing-long Feng et al. (2024) souligne les dégâts causés par l'érosion solaire. Elle identifie quatre étapes : l'infiltration par impact, l'accumulation dans le sol, le décapage

et la coupe, et l'échelonnement de l'érosion superficielle. L'infiltration d'impact se produit lorsque les précipitations interagissent avec le sol, les pluies de haute altitude causant des dégâts. L'accumulation dans le sol provoque des dégâts en surface, notamment au niveau des pieds. Le décapage et la coupe se produisent lorsque l'érosion superficielle augmente en termes d'ossification et de capacité de charge solaire, conduisant à la formation d'un ravin. La phase d'échelonnement de l'érosion des fines se produit lorsque la résistance à l'érosion solaire varie, conduisant à la fusion et à la liaison des particules d'eau de pluie. L'érosion de surface implique une dissipation d'énergie, cette dernière provoquant le changement.

Chapitre II

Etude expérimentale

II. Etude expérimentale :

II.1 Introduction :

Pour étudier les comportements des sols (en particulier le phénomène de glissement), il est nécessaire de déterminer de nombreux paramètres liés à ce phénomène. Dans cette optique, nous effectuons divers essais en laboratoire sur des échantillons (essai limite d'Atterberg, essai œdomètre et essai cisaillement). Nous avons pris un échantillon de sol prélevé de la route national de Tikedjda.

Nous avons fait ces expériences en ajoutant trois pourcentages (2%, 6% et 8%) de laitier non activé et de laitier activé avec concentration 0,38 et 0,40 pour voir si l'ajout de ces additifs empêche le glissement ou non.

L'objectif de l'essai limite d'Atterberg est de déterminer l'indice de plasticité (I.P) ce qui définit comme la différence entre la limite de liquidité (L_L) et limite de plasticité (L_P).

La réalisation de l'essai œdométrique revêt une importance capitale dans l'analyse géotechnique des sols, car elle permet d'obtenir des données cruciales sur la capacité de compressibilité et de consolidation des sols. Nous faisons cet essai dans le but de détermination de la compressibilité du sol la pression de Préconsolidation (σ'_p), coefficient de consolidation (C_v), indice de compression (C_c), Indice de gonflement (C_s), la pression de gonflement (σ'_g).

Notre expérience expérimentale a été réalisée dans le laboratoire de mécanique des sols de l'université de Bouira et laboratoire de LCTP (Laboratoire Centrale des Travaux Public) Bouira, conformément au plan ci-dessous :

1. Analyse et description des divers composants.
2. Formulation et préparation du sol.
3. Résultats et discussion.

II.2 Matériaux utilisés et leurs caractéristiques :

Il est primordial de connaître les caractéristiques physiques et chimiques d'un matériau avant d'en utiliser dans cette tâche, car ces caractéristiques influencent les résultats obtenus. C'est la raison pour laquelle nous avons présenté les propriétés des matériaux dans les points suivants :

II.2.1 Le sol :

Le sol analysé dans notre étude est le résultat d'un mouvement de terrain dans la région de Tikedjda(RN33) entre PK34+500 et PK44+000, classé selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa) et de importance Moyenne « Groupe d'usage 2 ».

Il est important de souligner que ce sol a été victime d'un glissement, ce qui explique l'arrêt des travaux jusqu'à ce qu'une solution soit trouvée.

Nous avons creusé le sol à une profondeur de 1 mètre, puis nous l'avons placé dans des sacs afin de préserver son humidité naturelle, puis nous avons procédé au broyage des blocs de sol.



Figure II.51 : Le site du sol.

La coordonnée du sol : 603571.53E

UTM : 4035851.02N

La teneur en eau du sol (sol modifier) : $\omega = 8,46 \%$

II.1.2 Le laitier :

C'est un matériau granulaire provenant de la métallurgie, généralement issu de la production de fonte ou d'acier. Ce matériau est souvent utilisé comme matériau de substitution dans la construction et l'ingénierie civile pour diverses applications, notamment comme matériau de remblai, comme composant d'agrégats dans le béton, ou comme matériau de stabilisation des sols.

II.1.3 NaOH :

NaOH est la formule chimique de l'hydroxyde de sodium. Sous sa forme solide, il se présente sous forme de pastilles ou de flocons blancs et opaques. Lorsqu'il est dissous dans l'eau, il génère une solution hautement alcaline.

On utilise les concentrations : $\frac{E}{L}=0,38\%$ et $\frac{E}{L}=0,40\%$.

II.3.Essai sur le sol :

Dans cette étude ont été effectués trois essais : l'essai limite d'Atterberg, l'essai œdométrique et l'essai de cisaillement direct.

Une fois que le sol a été prélevé, il a été tamisé avec un tamis de 5 mm après un diamètre de 0,5 mm, afin de procéder aux essais.

II.3.1. Essai limite d'Atterberg :

II.3.1.1. Introduction :

Limites d'Atterberg sont des limites qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments finis du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol.

L'essai est pour déterminer les limites des consistances qui sont exprimés en termes en teneur en eau, marquant les limites entre l'état solide, plastique et liquide.

Les limites d'Atterberg consistent à définir le teneur en eau et identifier un sol et à Caractériser son état qui va du solide s'ils sont desséchés, à l'état liquide s'ils sont détremés au moyen de son indice de consistance.

II.3.1.2. Préparation d'échantillon :

Dans cet essai on travaille avec le sol naturel et le sol modifiée.

Le sol modifié est un sol naturel avec des ajoutes de différents pourcentages (2%,6%,8%) de laitier non activé et activé par NaOH.

Afin de modifier cette procédure, voici la procédure pour déterminer les limites de liquidité :

- En prend 200 gramme du sol et 2%(20 gramme), 6%(60 gramme), et 8%(80 gramme) de laitier.
- Malaxer manuellement la totalité pour obtenir une pate homogène.

- Prendre une partie et étaler dans la coupelle de l'appareil de Casagrande à l'aide de spatule.
- Pratiquer la rainure au milieu de la pâte et devra être tenu perpendiculairement à la coupelle.
- Soumettre la coupelle à des chocs répétés.
- Arrêter les chocs quand les deux lèvres s'approchant environ de 1 cm et noter les nombres de coups.
- Prélever entre 5-10 gramme de deux cotés des lèvres.
- Mettre les échantillons relevés dans les tares et balancer.
- Ré homogénéiser le sol et le sécher pour reprendre les opérations au moins trois essais.
- Après 24 heures de séchage à étuve ventilée on balancer les échantillons et calculer la teneur en eau.
- Pour le sol naturel :
- Prendre environ 300 gramme de sol préalablement tamisé au tamis 0,5 mm par voie humide et sèche.
- Tamiser au tamis 0,5mm après on malaxer pendant 10 min la totalité de prise de telle obtenir une pate homogène et on continue les mêmes étapes précédentes.

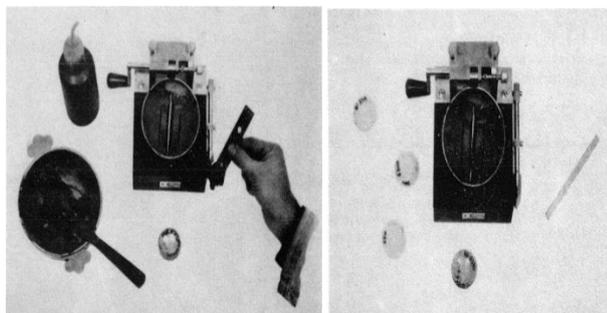


Figure II.52 : Réalisation et fermeture de la rainure.

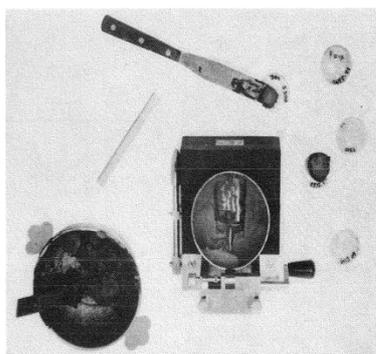


Figure II.53 : Prélèvement des teneurs en eau.

La procédure pour la détermination de la limite de plasticité est la suivante :

- La mesure de la limite de plasticité se fait après celle de la limite de liquidité.
- Sécher le sol préparant déjà en le travaillant sur la table.
- Prendre une petite quantité de cette pâte (environ 10-15 g).
- Utilisez les mains ou une surface plane pour rouler la pâte afin de créer un cylindre de 3 mm de diamètre.
- Le cylindre doit être roulé jusqu'à ce qu'il atteigne un diamètre d'environ 3 mm sans se fissurer.
- En cas d'atteinte de 3 mm sans fissure, découper en petits morceaux (environ 10 mm de longueur) et placer dans une boîte de séchage dans un four à 105-110°C pendant au moins 24 heures ou jusqu'à ce que le poids reste constant.
- Les boîtes doivent être retirées du four, laissé refroidir, puis être pesées avec précision.

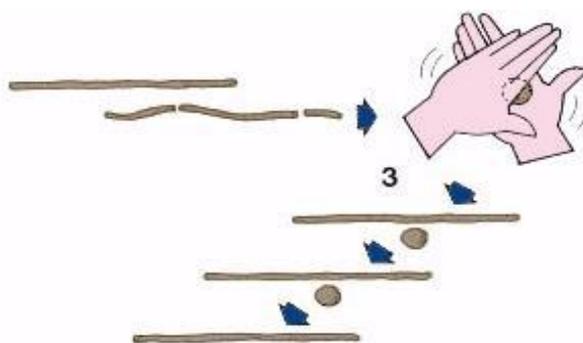


Figure II.54 : Limites de plasticité.

II.3.1.3. Calculs des quantités de laitier et NaOH :

Pour faire cet essai on doit calculer la quantité de laitier nécessaire pour chaque cas :

➤ Pour 2% de laitier :

On a $Q_{\text{Laitier}} = 2\% \times \text{Masse}$

Alors ; $Q_{\text{Laitier}} = 2\% \times 200$

Donc ; $Q_{\text{Laitier}} = 4 \text{ g.}$

Pour obtenir la quantité de NaOH nécessaire on a utilisé les formules suivantes :

$$\frac{\text{NaOH}}{\text{laitier}} = 0,38 \quad \text{et} \quad \frac{\text{NaOH}}{\text{laitier}} = 0,40$$

➤ Pour 2% de laitier + NaOH (E/L=0,38) :

$Q_{\text{Laitier}} = 4 \text{ gramme.}$

Et ; $\frac{\text{NaOH}}{L=4} = 0,38$

Alors ; $\text{NaOH} = 0,38 (4)$

Donc ; $\text{NaOH} = 1,52 \text{ g.}$

Tableau II.10 : Les quantités de laitier et NaOH pour préparation des sols et faire cette essai.

Pourcentage	Quantité de laitier et NaOH	Sol avec laitier non activé	Sol avec laitier activé par 0,38	Sol avec laitier activé par 0,40
2%	Q _L (g)	4	4	4
	Q _{NaOH} (g)	/	1,52	1,6
6%	Q _L (g)	12	12	12
	Q _{NaOH} (g)	/	4,56	4,8
8%	Q _L (g)	16	16	16
	Q _{NaOH} (g)	/	6,08	6,4

Pour obtenir la valeur de teneur en eau on applique la formule suivante :

$$\omega(\%) = \frac{M_{humide} - M_{sec}}{M_{sec}}$$

II.3.2.4. Résultats et interprétations :

II.3.2.4.1. Effet de la modification du sol avec laitier sur la limite d'Atterberg :

II.3.2.4.1.1. Limite de liquidité :

Exemple de limite de liquidité pour un sol modifié par 2% de laitier :

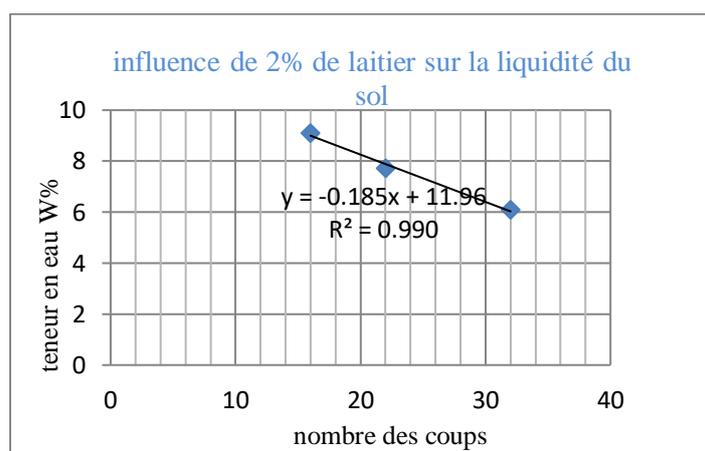


Figure II.55: Influence de 2% du laitier Sur la liquidité de sol d'un glissement.

La limite de liquidité est déterminée avec l'équation :

$$Y = -0,185x + 11,96$$

Alors ; $W_L = -0,185 \times 25 + 11,96$

Donc ; $W_L = 7,335 \%$

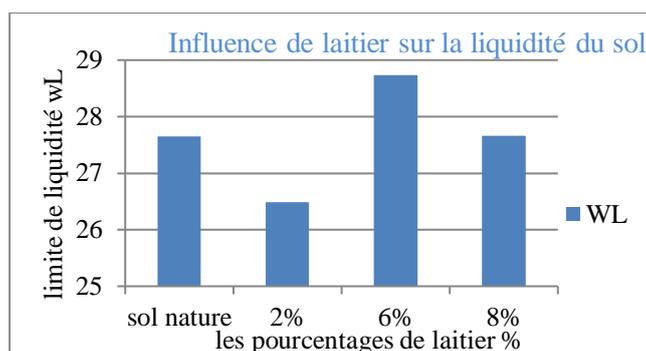


Figure II.56 : Influence de laitier sur la liquidité de sol d'un glissement.

D'après la figure 56, on remarque que en ajoutant 2% de laitier se produit une diminution de limite de liquidité (W_L) par rapport le sol naturel, et pour le pourcentage 6% de laitier la limite de liquidité augmente au-delà de celle de sol naturel. Lorsque le pourcentage augmente de 8% nous remarquons qu'il a les mêmes caractéristiques que sol nature.

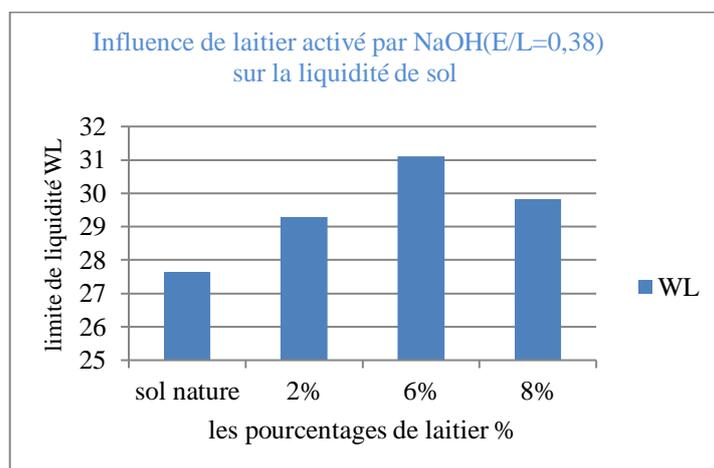


Figure II.57 : Influence de laitier activé par NaOH(E/L=0,38) sur la liquidité de sol d'un glissement.

D'après la figure 57, on remarque une augmentation de la limite de liquidité dans les trois sols, (sont supérieur à celle du sol naturel), ce qui fait une courbe en cloche au sol 8% laitier.

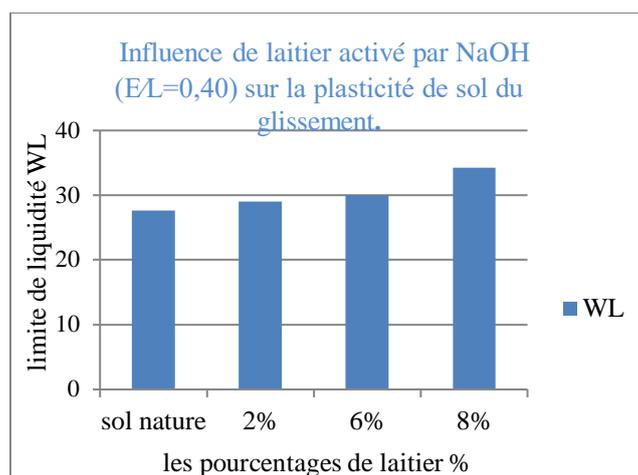


Figure II.58: Influence de laitier activé par NaOH(E/L=0,40) sur la liquidité de sol d'un glissement.

À partir de figure 58, qui représente l'influence de laitier activé par NaOH(E/L=0,40) sur la liquidité de sol, on remarque une augmentation proportionnelle de la limite de liquidité par au taux de la modification, plus les pourcentages de laitier activé augmentent plus la liquidité du sol augmente.

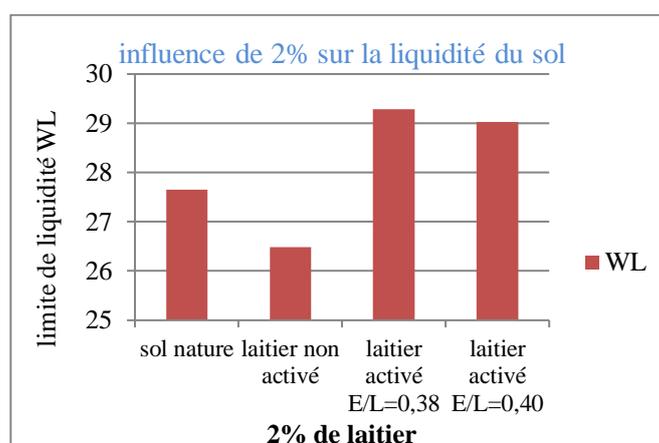


Figure II.59: Influence de 2% sur la liquidité de sol d'un glissement.

La figure 59, explique qu'on ajoutant 2% de laitier non activé réduit la liquidité du sol contrairement à l'activation du laitier la liquidité est supérieur au sol naturel.

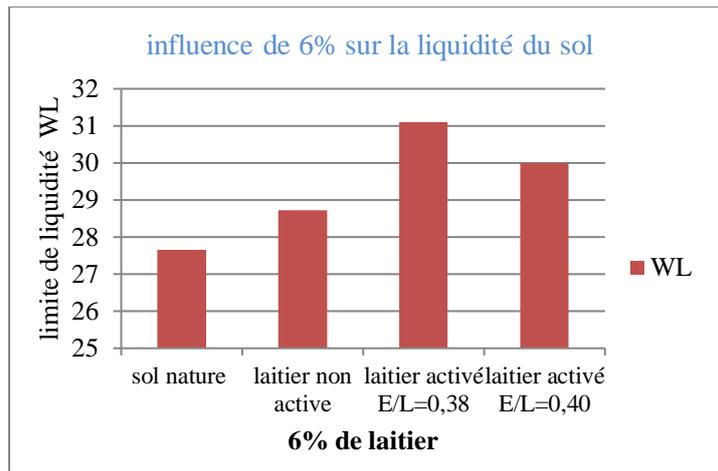


Figure II.60 : Influence de 6% sur la liquidité de sol d'un glissement.

D'après la figure 60, on remarque que l'optimum est enregistré à 6% laitier activé à 0.38% NaOH,

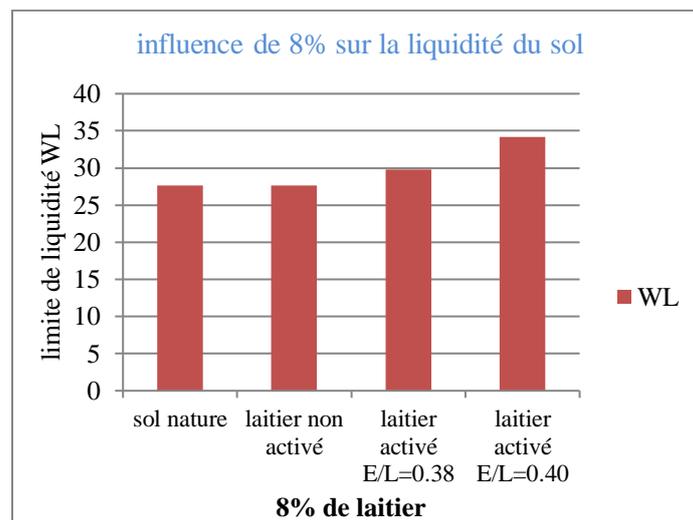


Figure II.61 : Influence de 8% sur la liquidité de sol d'un glissement.

La figure 61 démontre, que la liquidité du sol modifié par le laitier non activé égale la liquidité du sol naturel. La liquidité du sol modifié par laitier activé par les deux concentrations est élevée en comparaison avec le sol naturel.

II.3.1.4.1.2.Limite de plasticité :

Pour calculer la teneur en eau du sol (W) en utilisant la formule suivant :

$$W = \frac{(\text{poids du sol humide} - \text{poids du sol sec})}{\text{poids du sol sec}} \times 100$$

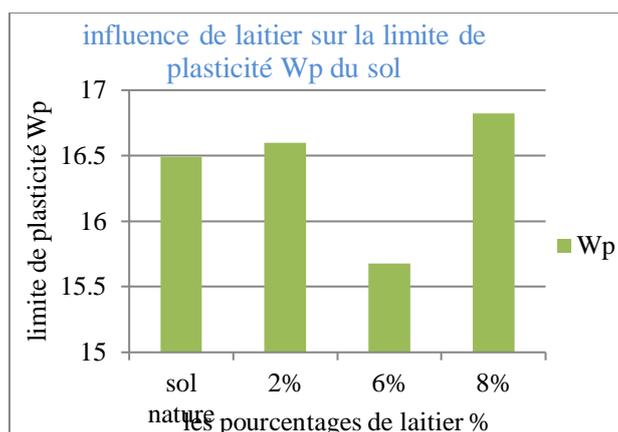


Figure II.62 : Influence de 8% sur la liquidité de sol d'un glissement

D'après la figure 62 inversement à la liquidité, la plasticité diminue dans le cas du sol traité par 6%.

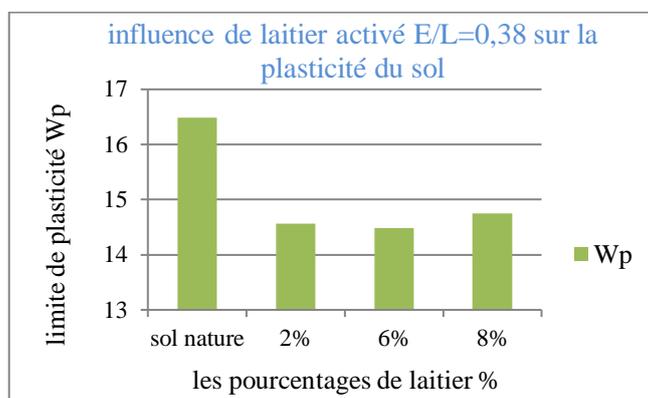


Figure II.63: Influence de laitier activé E/L=0,38 sur la plasticité de sol d'un glissement.

Une diminution de plasticité des sols traités (tous les pourcentages) au laitier activé par 0.38% NaOH par rapport le sol naturel, selon la figure 63,

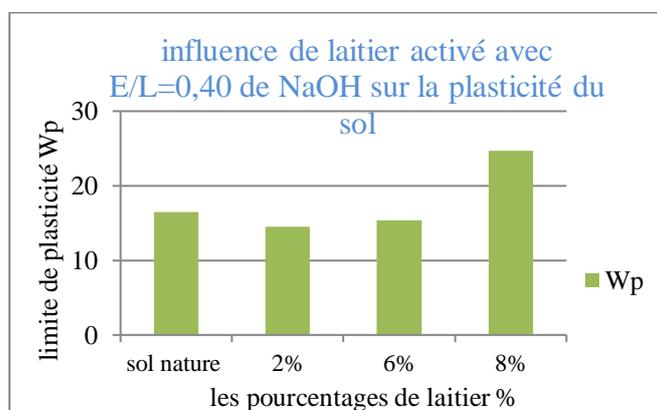


Figure II.64 : Influence de laitier activé par E/L=0,40 de NaOH sur la plasticité de sol d'un glissement.

De la figure 64, on conclut que l'incorporation d'un pourcentage de laitier activé par dans les sols influe de la manière suivante ; lorsque le pourcentage de est inferieur a 6% laitier active par 0,40 \bar{u} NaOH, la plasticité est légèrement similaire au sol naturel.

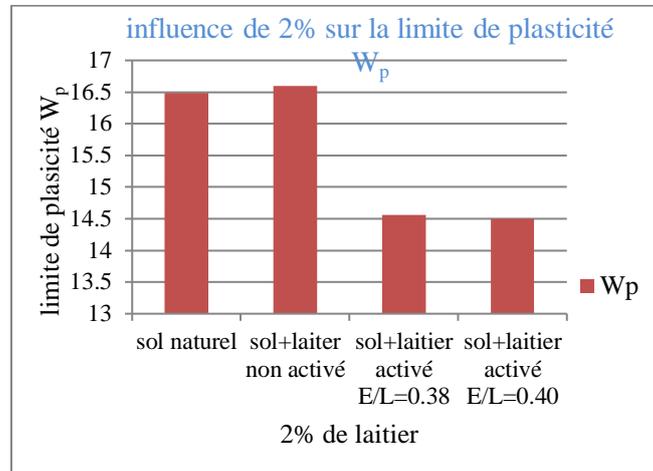


Figure II.65: Influence de 2% sur la plasticité de sol d'un glissement.

D'après la Figure 65, la plasticité des sols modifiés par le laitier activé par les deux concentrations, le sol perd sa plasticité initiale.

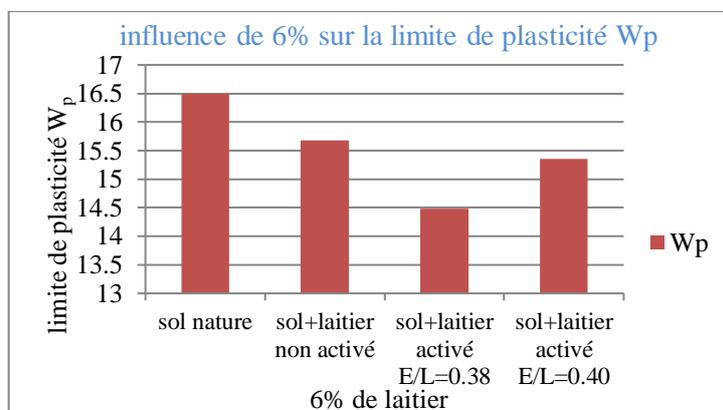


Figure II.66 : Influence de 6% sur la plasticité de sol d'un glissement.

En comparaison a la figure 56, la Figure 66, la plasticité décroît pour avoir un minimum toutes les modifications du sol est inférieure à celle du sol naturel. La plasticité est élevée dans le sol modifié par le laitier activé avec une concentration de 0,38% de NaOH.

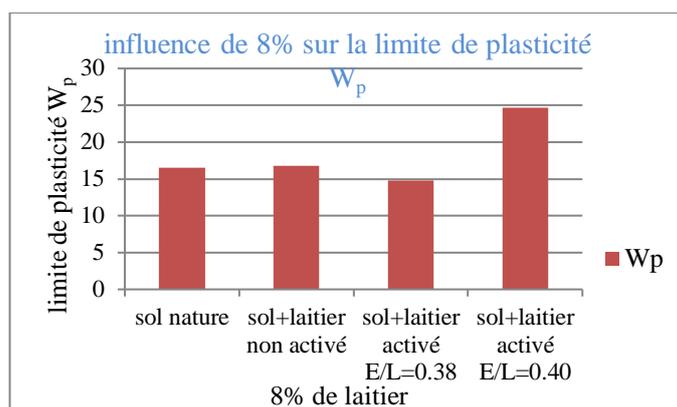


Figure II.67 : Influence de 8% sur la plasticité de sol d'un glissement.

De même pour le traitement par 8% laitier, Figure 67, l'activation de laitier par 0,38% NaOH, la plasticité du sol diminue ce qui veut dire que le sol s'est consolidé.

II.3.2. Essai œdométrique :

La mesure de la déformation et de la cohésion d'un échantillon de sol soumis à une charge verticale statique est appelée essai de jaugeage, également appelé essai de consolidation. Le but de cet essai est de mesurer les propriétés de compressibilité et de cohésion du sol, telles que le coefficient de compression (C_c), le coefficient de consolidation (C_v) et l'indice de cavitation.

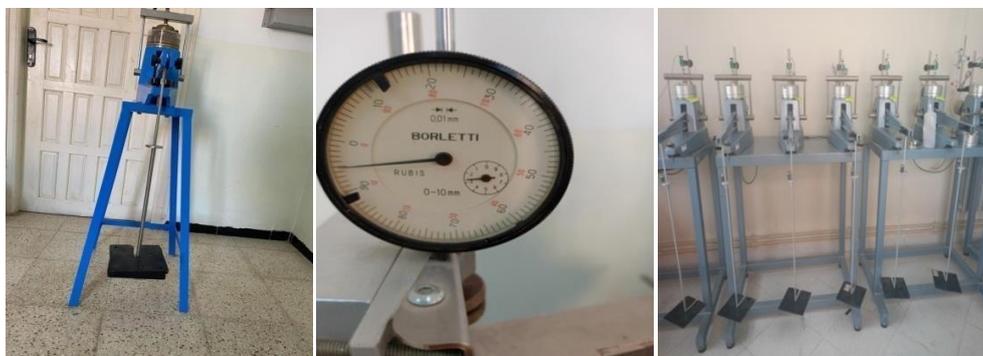


Figure II.68: Représentation schématique d'un odomètre et d'une cellule œdométrique D'une cellule.

II.3.2.1. Mise en place d'un l'échantillon :

- Préparer environ de 200 gramme de sol tamisé au tamis de 1 mm et 2%(4 gramme), 6%(12gramme) ou bien 8%(16 gramme) de laitier et laitier activé par NaOH ($E/L=0,38$) et NaOH ($E/L=0,40$) avec 10,58 gramme de quantité de l'eau ;

- Malaxer le sol et le laitier très bien, après on ajoute les liquides progressivement (l'eau ou bien l'eau+ NaOH) par pulvérisation;
- Nous mettons l'échantillon dans un sac en plastique incassable et mélangez bien le mélange;
- Mettre en place le disque drainant inférieur au fond du moule ;
- Remplir le moule avec le sol :
- Araser avec soin la surface des matériaux et placer le disque drainant supérieur ;
- Détermination au pied à coulisse la hauteur du piston au-dessus du moule, en déduire la hauteur initiale de l'échantillon sec ;
- Déterminer le poids de l'ensemble « moule, disque drainants, sol sec et piston » ;



Figure II.69: Sol préparé pour l'essai œdométrique.

II.3.2.2. Effet de la modification du sol avec laitier sur essai d'œdomètre :

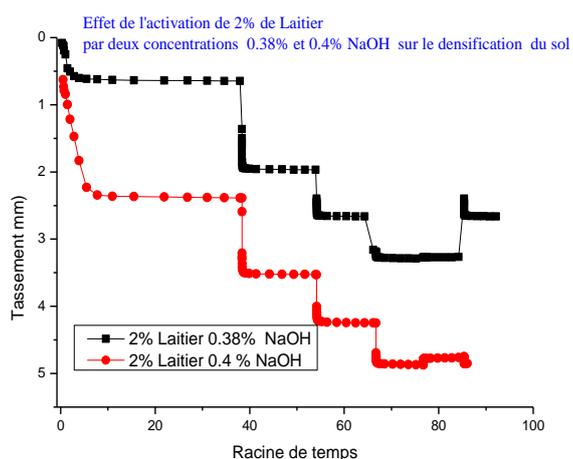


Figure II.70: Effet d'activation de 2% de laitier par deux concentration 0,38% et 0,40% de NaOH sur la densification du sol.

Cette [figure 70](#) illustre l'effet de l'activation de 2 % de laitier par deux concentrations de NaOH (0,38 % et 0,40 %) sur la densification du sol. On observe que le sol traité par la concentration de 0,40 % de NaOH influence davantage la densification du sol que le sol traité par 0,38 % de NaOH (ce dernier présentant une densification atteignant 3,5 mm avec le temps). Par contre, la densification du sol traité avec 0,40 % de NaOH atteint 5 mm avec le temps.

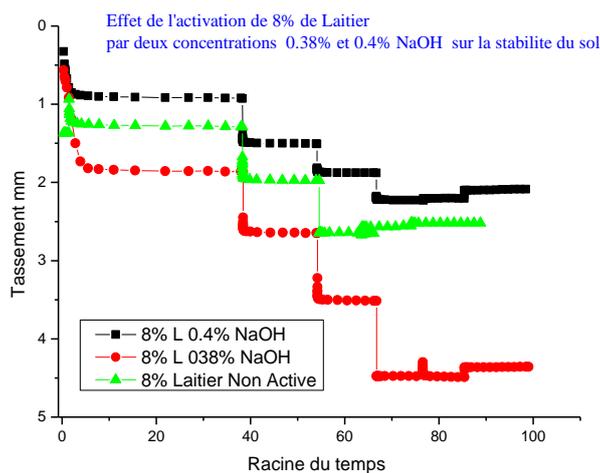


Figure II.71 : Effet de l'activation de 8% de laitier par concentration 0,38 et 0,40 et non activé sur la stabilité du sol d'un glissement.

D'après les résultats présentés et illustrés par les graphiques de la [figure 71](#) concernant l'activation de 8 % de laitier par une concentration de 0,38 %, nous pouvons affirmer que la modification du sol de glissement par du laitier activé avec 0,38 % de NaOH induit une compressibilité élevée par rapport au sol traité avec 0,4 % de NaOH. En effet, le tassement du sol modifié avec 0,38 % de NaOH augmente avec le temps jusqu'à 4,5 mm, contre 2,25 mm pour le sol modifié avec 0,40 % de NaOH et 2,75 mm pour le sol modifié avec du laitier non activé. Le sol traité uniquement avec du laitier non activé se stabilise plus rapidement que les deux sols modifiés avec du laitier activé, qui se stabilisent au même moment pour ensuite présenter un gonflement minimal de même longueur.

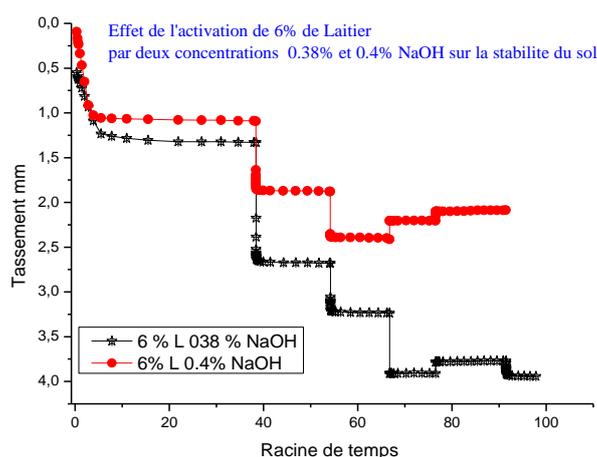


Figure II.72 : Effet de l'activation de 6% de laitier par les deux concentrations 0,38 et 0,40 sur la stabilité du sol d'un glissement.

La figure 72 montre l'effet de la modification du sol avec du laitier activé par les concentrations de 0,38 % et 0,40 %. On observe que le tassement du sol dans la courbe de 6 % de laitier activé par 0,38 % de NaOH augmente avec le temps jusqu'à 4 mm. Dans la courbe de 6 % de laitier activé par la concentration de 0,40 %, le tassement du sol augmente lentement avec le temps jusqu'à 2 et 2,25 mm. On peut donc conclure que la modification du sol par du laitier activé avec 0,38 % de NaOH influence le tassement plus que le sol modifié par du laitier activé avec 0,40 % de NaOH.

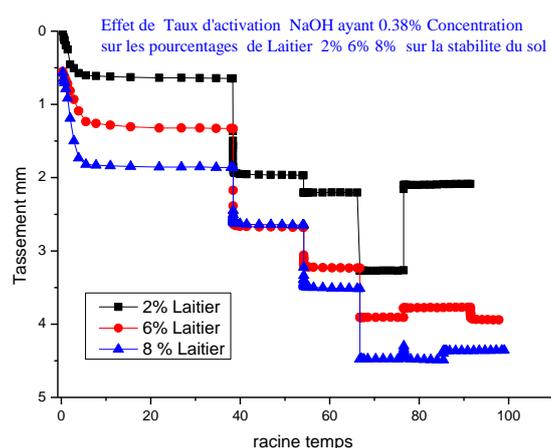


Figure II.73: Effet de l'activation de laitier par 0,38% de NaOH sur les pourcentages 2%, 6% et 8% sur la compressibilité du sol d'un glissement.

D'après la figure 73, on observe que les courbes se tassent 6 et 8% de même allure au fil du temps, contrairement à 2% qui atteint 4,5 mm. Cela indique que cette modification

affecte davantage le sol que les modifications avec 6 % (augmentation jusqu'à 4 mm) et 2 % (augmentation jusqu'à 3,25 mm) de laitier activé avec une concentration de 0,38 %.

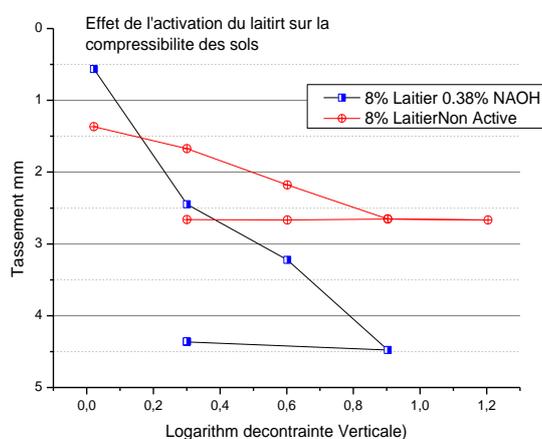


Figure II.74 : comparaison entre l'effet de l'activation de 8% de laitier par la concentration 0,38 et le sol traité par laitier non activé sur la compressibilité du sol d'un glissement.

Après analyse de la figure 74, qui compare l'effet de l'activation de 8% de laitier par une concentration de 0,38 NaOH et du sol traité avec du laitier non activé sur le tassement du sol d'un glissement, il est observé que le sol traité avec 8% de laitier activé par 0,38 NaOH présente une compressibilité plus élevée que le sol traité avec 8% de laitier non activé.

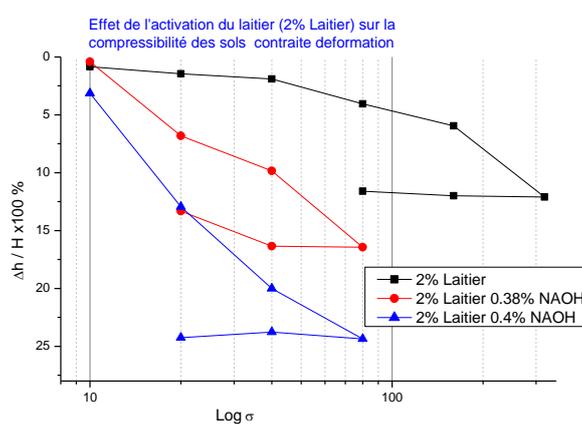


Figure II.75: Effet d'activation du 2% de laitier sur la compressibilité des sols contrainte déformation.

D'après la figure 75, qui illustre l'effet de l'activation de 2 % de laitier sur la relation contrainte-déformation des sols, on observe une compressibilité très rapide dans le sol traité par du laitier non activé (sa consolidation s'est achevée la première). En revanche, le sol traité

par du laitier activé avec 0,38 % de NaOH présente une consolidation rapide au début et à la fin, contrairement au sol traité par du laitier activé avec 0,40 % de NaOH, qui montre une consolidation rapide au début mais lente à la fin.

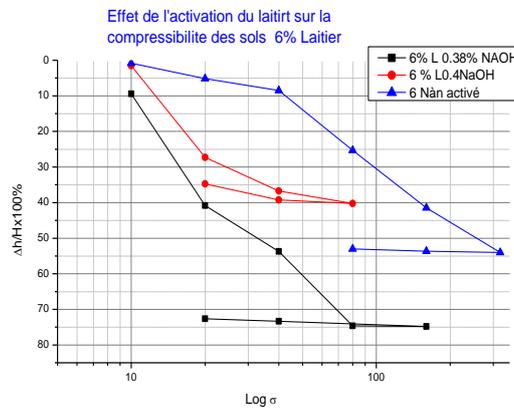


Figure II.76 : L'effet de l'activation du laitier sur la compressibilité des sols traité par 6% de laitier activé et non activé sur la compressibilité du sol.

D'après la figure 76, on observe une consolidation très rapide du sol modifié par 6 % de laitier activé avec 0,40 % de NaOH, par rapport au sol non activé et au sol activé par 0,40 % de NaOH. Le sol traité par du laitier activé avec 0,38 % de NaOH montre également une consolidation rapide au début, tandis que le sol traité avec 6 % de laitier non activé présente une consolidation lente au début par rapport aux sols traités avec 6 % de laitier activé par 0,38 % et 0,40 % de NaOH.

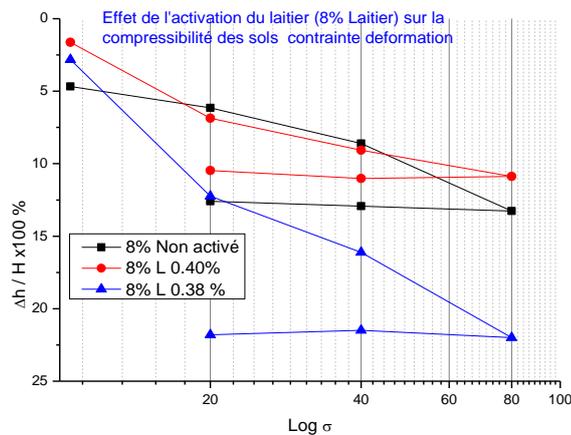


Figure II.77: Effet d'activation du 8% laitier sur la compressibilité des sols contrainte déformation.

D'après la [figure 77](#), on observe une consolidation importante dans le sol traité par du laitier non activé et dans le sol traité par du laitier activé avec 0,38 % de NaOH (ce dernier étant plus rapide). En revanche, la consolidation est lente dans le sol traité par du laitier activé avec 0,40 % de NaOH, par rapport aux deux cas précédents.

II.3.3. Essai cisaillement :

II.3.3.1. Introduction :

L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol représente un défi majeur dans le domaine de la mécanique du sol.

Il est essentiel de connaître l'angle de frottement interne et la cohésion des sols pour résoudre les problèmes de stabilisation mécanique du sol, en effectuant une expérience en laboratoire.

II.3.3.2. Préparation des essais :

A. Contraintes verticales :

Pendant l'essai, nous travaillons sur un sol argileux. Trois essais sont effectués afin de déterminer les valeurs normales suivantes :

Essai n°1 : 1 MPA,

Essai n°2 : 2 MPA,

Essai n°3 : 3 MPA.

B. Vitesse :

La vitesse de cisaillement dépend du type d'essai que l'on souhaite effectuer. Dans le cas d'un essai non drainé, il est possible de travailler à une vitesse assez élevée de 0,5 mm/min.

C. Préparation des échantillons :

Dans cet essai on travaille avec le sol naturel et sol modifiée.

1. Préparer environs de 400 gramme de sol tamisé au tamis de 0,5 mm et 2%,6% et 8% de laitier non activé ou bien activé ;
2. Mixer l'ensemble ;
3. Remplir une boîte de sol ;
4. Les trois vis métalliques doivent alors être vissées sur la demi-boîte supérieure. Dès qu'elles entrent en contact avec la boîte inférieure, vissez les vis d'un quart de tour de plus.

Ainsi, la boîte supérieure est légèrement surélevée, ce qui évite que le frottement des demi-bottes l'une sur l'autre ne modifie la mesure.

5. Il est nécessaire de refermer la boîte en utilisant le piston, qui doit venir s'appuyer sur la partie supérieure de la Demi-boîte supérieure.

6. Après avoir le cisaillement, on le met dans la chambre humide pendant 3 ou 4 heures, puis on cisaille à nouveau, puis on le laisse sécher à l'état naturel pendant 12 heures pour la dernière fois (cycle de mouillage et séchage). Nous pesons l'échantillon avant et après le cisaillement dans les trois étapes.



Figure II.78 : La chambre humide.

D. Présentation de l'appareil de cisaillement :



Figure II.79: Appareil de cisaillement.

II.3.3.3. Les calculs pour préparer le sol :

Tableau II.11 : Les quantités de laitier et de NaOH pour faire cet essai.

Pourcentage	Quantité de laitier et NaOH	Sol avec laitier non activé	Sol avec laitier activé par 0,38	Sol avec laitier activé par 0,40
2%	Q _L (g)	12	12	12
	Q _{NaOH} (g)	/	3,04	3,2
6%	Q _L (g)	24	24	24
	Q _{NaOH} (g)	/	9,12	9,6
8%	Q _L (g)	32	32	32
	Q _{NaOH} (g)	/	12,16	12,8

II.4.2. Effet du mouillage séchage sur les paramètres de Cisaillement :

II.4.2.1. L'angle de frottement :

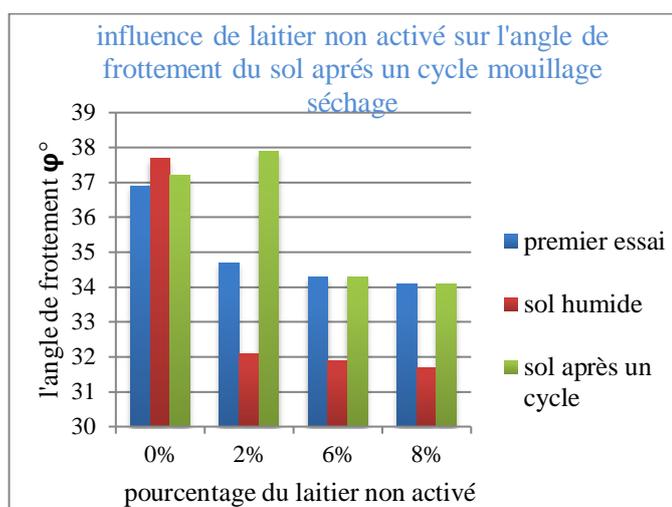


Figure II.80 : Influence de laitier non activé sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

Un effet positif lors de la modification du sol par laitier non activé, pour les trois pourcentages, après le mouillage l'angle de frottement diminue. Mais lorsque le sol est séché l'angle de frottement est élevé, la figure 80.

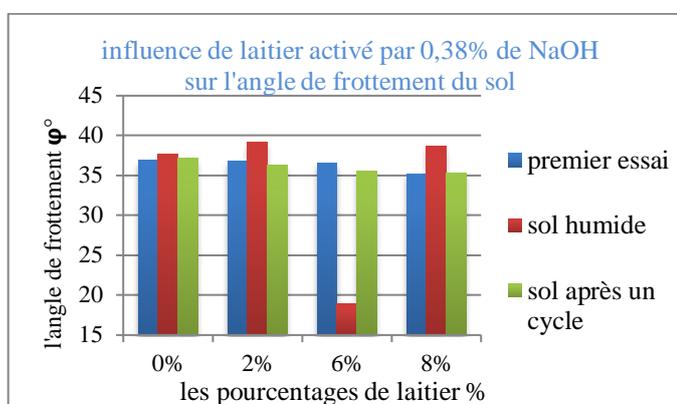


Figure II.81 : Influence de laitier activé par NaOH ($E/L=0,38$) sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

Dans les sols Figure 81 modifiés par les pourcentages 2%, et 8% non activé, on remarque que l'angle de frottement est sensiblement stable vis-à-vis du séchage mouillage. Par contre 6%, après mouillage l'angle de frottement diminue.

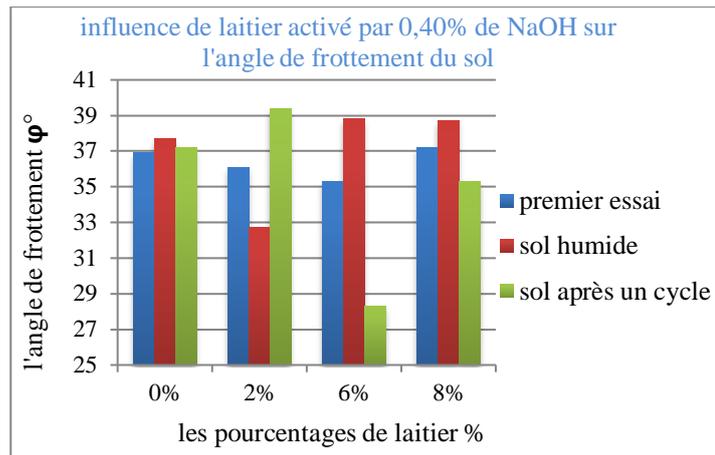


Figure II.82: Influence de laitier activé par NaOH ($E/L=0,40$) sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

D'après la figure 82, la concentration de 0.4% NaOH a un effet aléatoire sur l'angle de frottement des sols modifié à une concentration de 0,40 on remarque un effet positif sur les sols modifier par 2%, pour 6% et 8% laitier la concentration de 0.4% NaOH agit d'une manière similaire.

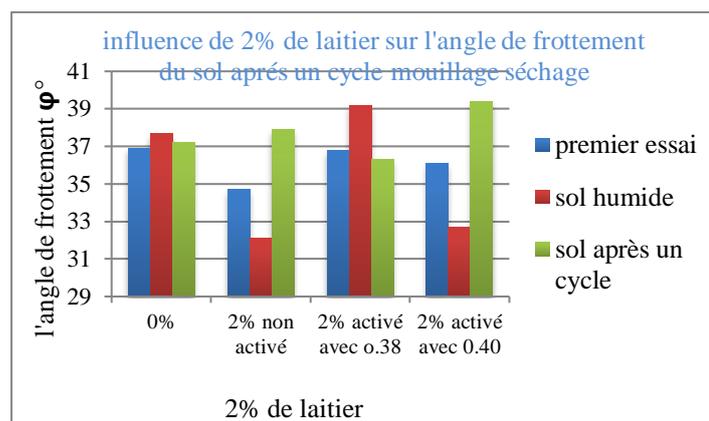


Figure II. 83: Influence de 2% de laitier sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

La figure 83, montre nous qu'après modification du sol par un pourcentage de 2% laitier un comportement similaire dans les deux cas de laitier (non activé, activé 0,40, c.-à-d que le premier cycle de chargement du sol remodeler traité l'angle diminue par rapport au sol témoin, puis après mouillage l'angle de frottement augmente et se diminue après séchage.

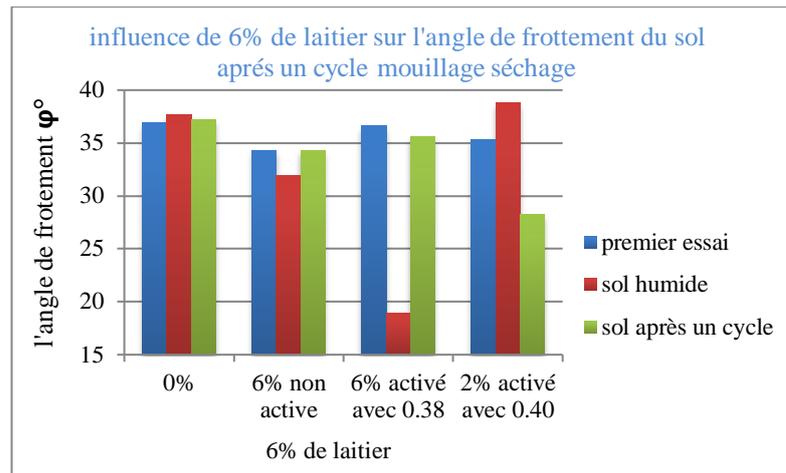


Figure II.84: Influence de 6% de laitier sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

Dans la figure 84, l'ajout de 6% de laitier non activé dans le sol a un effet positif avant et après cycle de séchage mouillage, l'angle de frottement est réduit par rapport au sol témoin.

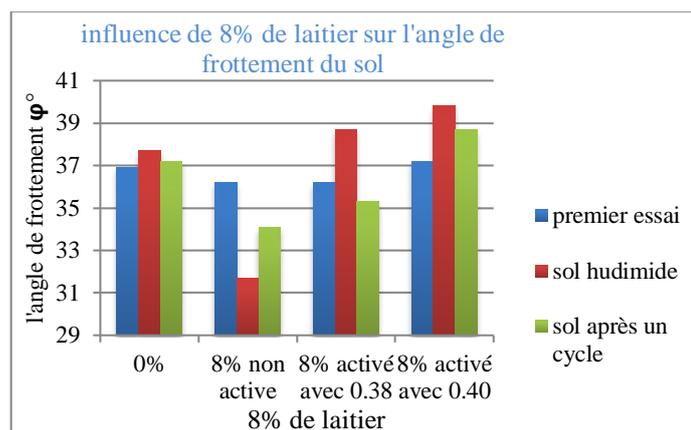


Figure II. 85: Influence de 8% de laitier sur l'angle de frottement du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

L'ajout de 8% de laitier non activé a réduit l'angle de frottement pour les trois cycle de chargement séchage-mouillage-séchage, mais pour le laitier activé 0.40 et 0.38 l'angle est énormément élevé après mouillage voit figure 85.

II.4.2.1. La cohésion :

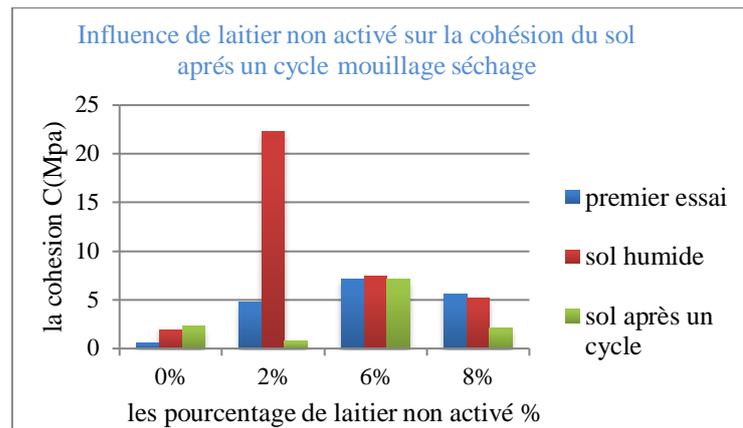


Figure II. 86: Influence de laitier non activé sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

D'après la figure 86, on remarque un effet positif sur les sols modifiés par 6%, ou le sol est resté cohésive pour les chargements séchage-mouillage-séchage.

Mais après mouillage le sol 8% laitier présente une perte de cohésion.

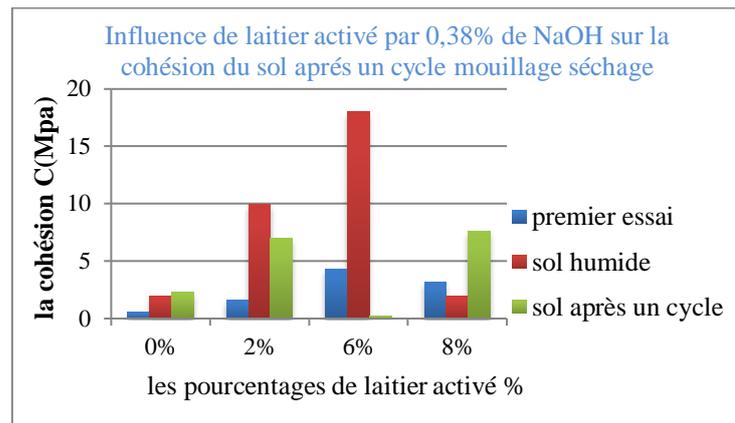


Figure II.87 : Influence de laitier activé 0,38 sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

Dans la figure 87, la concentration 0,38% la fin de cycle séchage mouillage, on remarque un effet positif (cohésion élevée) dans les pourcentages 2%, 8%, et un effet positif après uniquement une humidification du sol (6%).

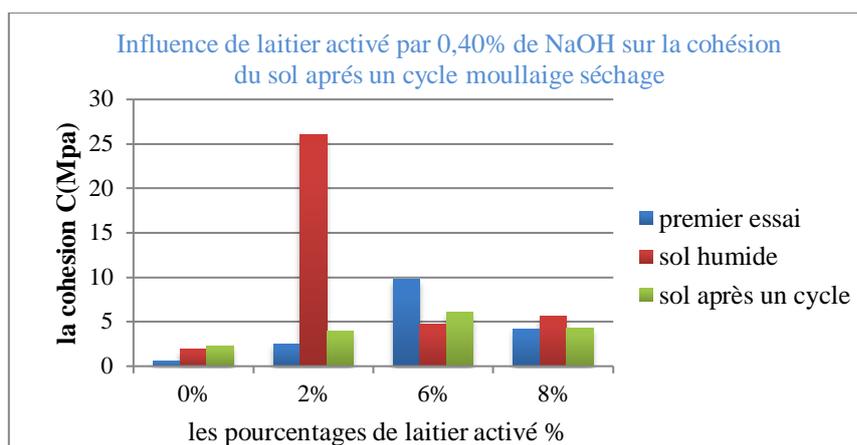


Figure II.88 : Influence de laitier activé 0,40 sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

La figure 88, un sol cohésif est obtenu après modification par 6% et 8% laitier activé avec concentration de 0,40% résistant vis-à-vis de chargement séchage mouillage.

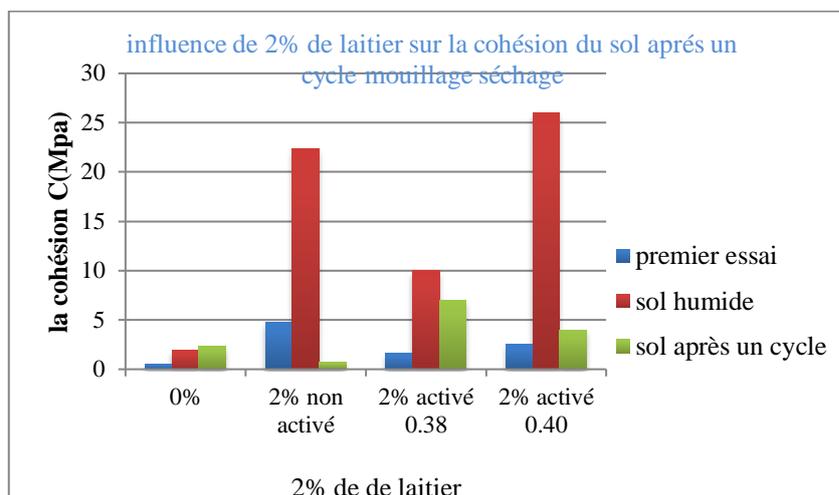


Figure II.89: Influence de 2% de laitier sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

La figure 89, montre que 2% de laitier activé 0,40% NaOH à améliorer la cohésion du sol par rapport au sol témoin vis-à-vis de mouillage séchage.

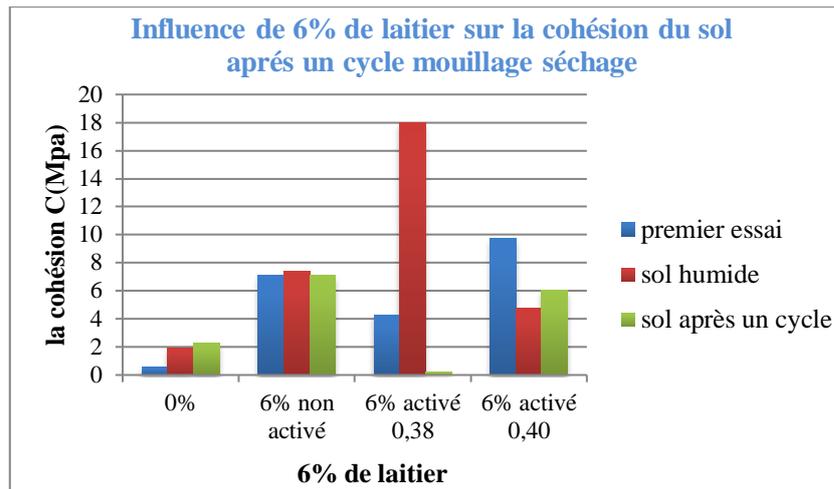


Figure II.90 : Influence de 6% de laitier sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle 9 mouillage séchage.

Un gain de cohésion négative après un cycle de séchage mouillage pour le sol traité par 6% de laitier activé par 0.38% NaOH figure 90, malgré que elle est très élevé lors du mouillage.

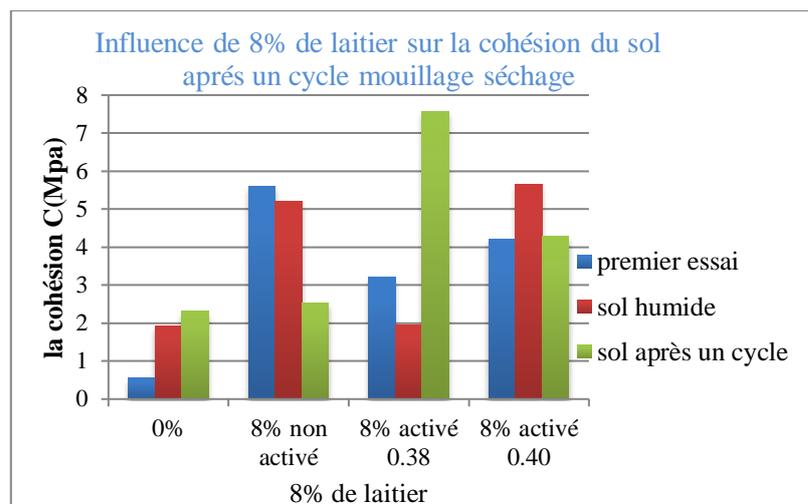


Figure II.91: Influence de 8% de laitier sur la cohésion du sol d'un glissement après un cycle mouillage séchage.

De la Figure 91, nous concluons que l'ajout de 8% de laitier non activé est sensible au phénomène de mouillage séchage car sa cohésion se réduit. Pour le sol activé par 0.38% NaOH a affecté la cohésion du sol d'une façon intéressante donc une amélioration de la cohésion après mouillage séchage. Après mouillage séchage du sol modifié par laitier activé 0.40% NaOH on remarque une augmentation de la cohésion puis réduit pour atteindre la première valeur.

II.5 Conclusion :

Ce chapitre expose les résultats des expériences menées en laboratoire pour évaluer l'impact de l'ajout des produits de traitement sur les caractéristiques mécaniques de cisaillement de laitier non activé et activé.

Selon les conclusions, l'incorporation des produits de traitement dans le sol entraîne une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol, telles que la cohésion, l'angle de frottement et la résistance au cisaillement lors de la rupture. La cause de cette amélioration réside dans la réaction pouzzolanique des produits de traitement, qui est directement liée à leur concentration (dosage) dans le laitier.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion Générale

Les glissements de terrain sont des catastrophes naturelles complexes qui requièrent une approche pluridisciplinaire pour leurs gestions et leur prévention. Il est essentiel de mettre en place une combinaison d'actions scientifiques, techniques, éducatives et de planification afin de réduire leurs conséquences et préserver les vies humaines et l'environnement.

La gestion des glissements de terrain nécessite une approche globale qui intègre la prévention, la surveillance, l'alerte et la réhabilitation. Ces dernières années, une nouvelles théorie sur l'ajout des matériaux de densification sont utilisés afin d'améliorer la portance d'un sol, de réduire le tassement et d'améliorer ses caractéristiques mécaniques et géotechniques, Ils permettent également de modifier à long terme un sol et de le stabiliser.

Certains de ces techniques d'amélioration sont très récents comme la modification des sols par des pourcentages d'un ajout exemple les nano matériaux.

En ce qui concerne notre étude, nous examinons le comportement des sols d'un glissement situé dans la wilaya de Bouira, Tikedjda RN 33. Ce sol a été traité en ajoutant du laitier de haut fourneau broyé non activé et du laitier activé, en utilisant respectivement 0,38% et 0,40% de NaOH, avec des pourcentages 2%, 6% et 8%.

L'étude de la compressibilité de notre sol, c'est avéré que la modification par le laitier activé a augmenté la cohésion des sols.

Les avantages de l'utilisation du laitier pour améliorer les sols sont nombreux, allant de la destination trouvé aux déchets environnementale j'jusqu'au renforcement mécanique du sol aux avantages économiques. La mise en œuvre de cette approche permet non seulement de maintenir la stabilité des terrains exposés aux mouvements, mais également de favoriser des méthodes de construction durables et respectueuses de la nature. L'incorporation du laitier dans les sols glissants a permet de conclure ;

Une diminution de plasticité des sols traités (tous les pourcentages) au laitier activé par 0.38% NaOH par rapport le sol naturel.

✓ Une consolidation très rapide du sol modifié par 8 % de laitier activé avec 0,38 % de NaOH, par rapport au sol non activé et au sol activé par 0,40 % de NaOH.

✓ La consolidation du sol modifié par 8 % de laitier non activé demande plus d'énergie par rapport au sol traité par le laitier activé.

La modification du sol de glissement par du 8% de laitier activé avec 0,38 % de NaOH induit une compressibilité élevée par rapport au sol traité avec 0,4 % de NaOH.

Pour le sol activé par 0.38% NaOH a affecté la cohésion du sol d'une façon intéressante donc une amélioration de la cohésion après mouillage séchage

Les références

- **G.L.S. Babu, S.K. Chouksey**, Stress-strain response of plastic waste mixed soil, *Waste Manag.* 31 (2011) 481–488, <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2010.09.018>
- **J.J. Zhao, M.L. Lee, S.K. Lim, Y. Tanaka**, Unconfined compressive strength of PET waste-mixed residual soils, *Geomech. Eng.* 8 (2015) 53–66, <https://doi.org/10.12989/gae.2015.8.1.053>
- **J.W. dos S. Ferreira, P.C. Senez, M.D.T. Casagrande**, Pet fiber reinforced sand Performance Under triaxial and plate load tests, *Case Stud. Constr. Mater.* 15 (2021) 1–13, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00741>
- **Xichen Zhang, Xiangwei Fang, Jinlong Liu, Mingming Wang, Chunni Shen, Kaiquan Long**, (2022), "durabilité des boues solidifiées avec un stabilisateur de sol rapide composite Sous cycles de mouillage-séchage". *Case Studies in Construction Materials* 17 (2022) e01374, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01374>
- **Xing-long Feng, Chong Chen, Zheng-rong Li, Ming-gui Jiang, Shao-yong Wang, Wei Sun**, (2024), "étude expérimentale de l'érosion des sols sur pentes consolidées par des moraines Sous de fortes pluies". *Heliyon* 10 (2024) e26721, <https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2024.e26721>
- **S.B. Wang**, Study on the thermal stability of ettringite, *Bull. Chin. Ceram. Soc.* 2 (4) (1987) 19–24, <https://doi.org/10.16552/j.cnki.issn1001-1625.1987.02.004>
- **O. Helson, J. Eslami, A.L. Beaucour, A. Noumowe, P. Gotteland**, Durability of soil mix material subjected to wetting/drying cycles and external sulfate attacks, *Constr. Build. Mater.* 192 (2018) 416–428, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.095>
- **Y. Xu, L. Cao, C.H. Yan, P. Sun, K. Duan**, Experimental study on drying-wetting durability of solidified urban river sludge, *J. Disaster Prev. Mitig. Eng.* (2022), <https://doi.org/10.13409/j.cnki.jdpme.20210526002>
- **K. Roshan, A.J. Choobbasti, S.S. Kutanaei, A. Fakhrabadi**, The effect of adding polypropylene fibers on the freeze-thaw cycle durability of lignosulfonate stabilised clayey sand, *Cold Reg. Sci. Technol.* 193 (2022), 103418, <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2021.103418>
- **K.H. Yang, Z.W. Ou, H.B. Xiao, J.C. Mo, J.M. Liu**, Mechanism analysis and effect of cementitious capillary crystalline waterproofing materials on sulfur aluminate cement solidified soil, *Rock. SoilMech.* 37 (2) (2016) 477–486, <https://doi.org/10.16285/j.rsm.2016.02.021>
- **Y. Yi, C. Li, S. Liu, A. Al-Tabbaa**, Resistance of MgO–GGBS and CS–GGBS stabilised marine soft clays to sodium sulfate attack, *Geotechnique* 64 (8) (2014)

673–689, <https://doi.org/10.1680/geot.14.T.012>

- **Xin Quan, Jijun He, Qiangguo Cai, Liying Sun, Xueqing Li, Shuo Wang**, Soil erosion and deposition characteristics of slope surfaces for two loess soils using indoor simulated rainfall experiment, *Soil Tillage Res.* 204 (2020) 104714, <https://doi.org/10.1016/j.still.2020.104714>
- **Xinliang Wu, Yujie Wei, Junguang Wang, Jinwen Xia, Chongfa Cai, Lanlan Wu, Zhiyong Fu, Zhiyuan Wei**, Effects of erosion degree and rainfall intensity on erosion processes for Ultisols derived from quaternary red clay, *Agric. Ecosyst. Environ.* 249 (2017) 226–236, <https://doi.org/10.1016/j.agee.2017.08.023>
- **Yu-qing Wu, Kui Wang, Lian-zhen Zhang, Shao-hui Peng**, Sand-layer collapse treatment: an engineering example from Qingdao Metro subway tunnel, *J. Clean. Prod.* 197 (2018) 19–24, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.05.260>
- **Yiwen Qin, Chuankai Shang, Li Xing, Jinxing Lai, Xinghao Shi, Liu Tong**, Failure mechanism and countermeasures of rainfall-induced collapsed shallow loess tunnels under bad terrain: a case study, *Eng. Fail. Anal.* 152 (2023) 107477. <http://gfbfh81f8000da3924570s90qpbkqvqxx56fn0.fgac.kust.cwkeji.cn/10.1016/j.engfailanal.2023.107477>
- **Kaifang Lu, Wei Sun, Tong Gao, Jianguang Zhao, Haiyong Cheng, Zhaoyu Li**, Preparation of new copper smelting slag-based mine backfill material and Investigation of its mechanical properties, *Construct. Build. Mater.* 382 (2023) 131228, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131228>
- Navila Tabassum, (2023)Ryo Sekine, Kimitoshi Hayano, Binh Nguyen Phan, Hiromoto Yamauchi, “Insights into durability assessment for compacted soils treated with paper sludge ash-based stabilizers” *Science Direct Soils and Foundations* 63 (2023) 101399 .
<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2023.101399>
- Phan, N.B., Hayano, K., Mochizuki, Y., Yamauchi, H., 2021. Mixture design concept and mechanical characteristics of PS ash–cement treated clay based on the water absorption and retention performance of PS ash. *Soils Found.* 61 (3), 692–707
- **Bannai, H., Nakagawa, K.**, 1968. Thermal properties of ettringite. *Gypsum & Lime* 97, 11–17 (in Japanese).
- Nozawa, R., Saito, T., Sato, K., Saeki, T., 2017. Effect of drying condition and temperature history on water contents of ettringite structure. *Cement Sci. Concr. Technol.* 70, 1–8 (in Japanese).
- **Harashima, A., Ito, K.**, 2016. The conditions of ettringite formation by the reaction of a blast furnace slag with aqueous alkaline solutions. *Tetsu-to Hagane* 101 (11), 566–573 (in Japanese)
- **Babasaki, R, Terashi, M.**, Suzuki, T., Maekawa, A., Kawamura, M., Fukazawa, E., 1996. Japanese Geotechnical Society Technical Committee Reports: Factors influencing the strength of improved soil. In: *Proc. of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems*. Vol. 2, pp. 913-918.
- **Hashimoto, K., Otsuki, N.**, Nishida, T., 2008. Long term prediction of strength deterioration considering Cl- due to Ca leaching from cement treated soil. *Journal of JSCE (c Geotech.)* 64 (2), 226–237 (in Japanese).

- **Takahashi, H., Morikawa, Y., Fujii, N., Kitazume, M., 2018.** Thirtyseven-year investigation of quicklime-treated soil produced by deep mixing method. *Proc. Inst. Civ. Engineers-Ground Improvement* 171 (3), 135–147.
- **Kawai, S., Hayano, K., Yamauchi, H., 2018.** Fundamental study on curing effect and its factor on the strength deformation characteristics of PS ash-based improved soil. *J. JSCE (c Geotech.)* 74, 306–317 (in Japanese).
- **Yoobanpot, N., Jamsawang, P., Poorahong, H., Jongpradist, P., Likitlersuang, S., 2020a.** Multiscale laboratory investigation of the mechanical and microstructural properties of dredged sediments stabilized with cement and fly ash. *Eng. Geol.* 267 105491.
- **Yoobanpot, N., Jamsawang, P., Simarat, P., Jongpradist, P., Likitlersuang, S., 2020b.** Sustainable reuse of dredged sediments as pavement materials by cement and fly ash stabilization. *J. Soil. Sediment.* 20, 3807–3823.
- **Jamsawang, P., Charoensil, S., Namjan, T., Jongpradist, P., Likitlersuang, S., 2021.** Mechanical and microstructural properties of dredged sediments treated with cement and fly ash for use as road materials. *Road Mater. Pavement Des.* 22 (11), 2498–2522.
- **Kitazume, M., 2020.** Keynote Lecture: Recent development of quality control and assurance of deep mixing method. In book: *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*.
- **R.C. Omar, R. Roslan, I.N.Z. Baharuddin, M.I.M. Hanafiah,** Micaceous Soil Strength and Permeability Improvement Induced by Microbacteria from Vegetable Waste, in: *Institute of Physics Publishing, 2016,*
<https://doi.org/10.1088/1757-899X/160/1/012083>
- **Bozyigit, F. Bulbul, C. Alp, S. Altun,** Effect of randomly distributed pet bottle strips on mechanical properties of cement stabilized kaolin clay, *Eng. Sci. Technol. Int. J.* 24 (2021) 1090–1101.
<https://doi.org/10.1016/j.jestch.2021.02.012>
- **M. Koohmishi, M. Palassi,** Mechanical Properties of Clayey Soil Reinforced with PET Considering the Influence of Lime-Stabilization, *Transp. Geotech.* 33 (2022) 100726,
<https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100726>.
- **S. Smitha, K. Rangaswamy, D.S. Keerthi,** Triaxial test behaviour of silty sands treated with agar biopolymer, *Int. J. Geotech. Eng.* 15 (2019) 484–495,
<https://doi.org/10.1080/19386362.2019.1679441>
- **S.N. Moghaddas Tafreshi, M. Parvizi Omran, M. Rahimi, A. Dawson,** Experimental investigation of the behavior of soil reinforced with waste plastic bottles under cyclic loads, *Transp. Geotech.* 26 (2021) 100455,
<https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100455>
- **V.M. Ramdas, P. Mandree, M. Mgangira, S. Mukaratirwa, R. Lalloo, S. Ramchuran,** Review of current and future bio-based stabilisation products (enzymatic and polymeric) for road construction materials, *Transp. Geotech.* 27 (2021), <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100458>.

- **Bozyigit, F. Bulbul, C. Alp, S. Altun**, Effect of randomly distributed pet bottle strips on mechanical properties of cement stabilized kaolin clay, *Eng. Sci. Technol. Int. J.* 24 (2021) 1090–1101
<https://doi.org/10.1016/j.jestch.2021.02.012>.
- **H. Cui, Z. Jin, X. Bao, W. Tang, B. Dong**, Effect of carbon fiber and nanosilica on shear properties of silty soil and the mechanisms, *Constr. Build. Mater.* 189 (2018) 286–295,
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.181>
- **J. Singh, V. Kumar Sonthwal, J.S. Rattan**, Review on improvement of engineering properties of soil using waste plastic bottles strips (polyethylene terephthalate), *Int. J. Emerg. Technol.* 8 (2017) 1–04,
www.researchtrend.net
- **P. Batumalai, N.S. Mohd Nazer, N. Simon, N. Sulaiman, M.R. Umor, M.A. Ghazali**, Soil detachment rate of a rainfall-induced landslide soil, *Water* 15 (2023),
<https://doi.org/10.3390/w15122149>
- **J.G. Luwalaga**, Analysing the Behaviour of Soil Reinforced with Polyethylene Terephthalate (PET) Plastic Waste, 1718.
<https://scholar.sun.ac.za>
- **Aldaood**, Impact of fine materials on the saturated and unsaturated behavior of silty sand soil, *Ain Shams Eng. J.* 11 (2020) 717–725,
<https://doi.org/10.1016/j.asej.2019.11.005>.
- **G. Kannan, B.C. O’Kelly, E.R. Sujatha**, Geotechnical investigation of low-plasticity organic soil treated with nano-calcium carbonate, *J. Rock Mech. Geotech. Eng.* 15 (2023) 500–509,
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.05.004>.
- **D.M. Nelson, Z. Ma, K.L. Fujimoto, R. Hashizume, W.R. Wagner**, Intramyocardial biomaterial injection therapy in the treatment of heart failure: mMaterials, outcomes and challenges (*Acta Biomaterialia*), *Acta Biomater.* 7(2011) 1–15,
<https://doi.org/10.1016/j.actbio.2010.06.039>.
- **M. Suhatri, N. Osman, P. Azura Sari, M. Shariati, A. Marto**, Significance of surface eco-protection techniques for cohesive soils slope in Selangor, Malaysia, *Geotech. Geol. Eng.* 37 (2019) 2007–2014,
<https://doi.org/10.1007/s10706-018-0740-3>.
- **K. Salimi, M. Ghazavi**, Soil reinforcement and slope stabilisation using recycled waste plastic sheets, *Geomech. Geoengin.* 16 (2021) 497–508,
<https://doi.org/10.1080/17486025.2019.1683620>.
- **C.K. Subramaniaprasad, B.M. Abraham, E.K.K. Nambiar**, Sorption characteristics of stabilised soil blocks embedded with waste plastic fibres, *Constr. Build. Mater.* 63 (2014) 25–32,
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.03.042>.
- **R.C. Omar, H. Taha, R. Roslan, I.N.Z. Baharudin**, Study of bio-grout treated slope models under simulated rainfall, *Int. J. GEOMATE* 14 (2018) 154–159,
<https://doi.org/10.21660/2018.43.40742>.
- **V. Ivanov, J. Chu**, Applications of microorganisms to geotechnical engineering for bioclogging and biocementation of soil in situ, *Rev. Environ. Sci. Biotechnol.* 7 (2008) 139–153,
<https://doi.org/10.1007/s11157-007-9126-3>

- T. Bualuang, P. Jitsangiam, T. Suwan, U. Rattanasak, N. Jakrawatana, N. Kalapat, H. Nikraz, Non-OPC binder based on a hybrid material concept for sustainable road base construction towards a low-carbon society, *J. Mater. Res. Technol.* 14 (2021)374–391,
<https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2021.06.060>
- M. Sol-Sánchez, F. Moreno-Navarro, M.E. Hidalgo, V. Pérez, M.C. Rubio-Gómez, Laboratory study on asphalt mixtures for application in port pavements, *Constr. Build. Mater.* 235 (2020) 1–11,
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117513>
- T. Gupta, T.N. Singh, D. Verma, *Dump slope stability*, Springer Netherlands, 2019, pp. 21–40,
https://doi.org/10.1007/978-3-319-77377-3_2