

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



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

Préparé par :

Guellaz Nora

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème :

**Densification et Stabilisation du sol d'un glissement sise à Bouira par ajout des déchets
(Proctor.Casagrande)**

Encadré par :

M^{me} Saoudi.N

Année Universitaire 2019/2020

Remerciements

Mes remerciements s'adressent à mon encadrante, Madame Saoudi Nacira, pour avoir accepté de diriger ce travail. Son soutien, ses compétences et sa clairvoyance m'ont été d'une aide inestimable. Je tiens à remercier sincèrement les membres du jury qui me font le grand honneur d'évaluer ce travail ;
Et tous les enseignants du département génie civil.

DÉDICACES

À toute ma famille
À tous mes amis et collègues.

Résumé :

A travers les études des terrains de construction, des sols peu convenables présentant une plasticité élevée et une faible capacité portance sont fréquemment rencontrés, il a été donc nécessaire d'améliorer ces sols pour les rendre acceptables pour la construction. Ces limitations pourraient être surmontées par l'amélioration des propriétés physiques ou autre des sols en employant différentes méthodes. Le traitement à la chaux ou aux liants hydrauliques est couramment utilisé afin d'éviter les tassements glissement, valoriser les matériaux locaux, et implique une stabilisation des sols. La modification des caractéristiques de compactage rend ce type de traitement intéressant pour la mise en œuvre des sols vulnérables. Dans ce contexte, une application du traitement d'un sol de la région de Bouira avec différents pourcentages de laitier. Le laitier a été ajouté au sol étudié aux teneurs de 10 à 15%.

Mots clé : traitement, Sol, laitier, la chaux, ciment, compactage.

Abstract :

Through studies of construction sites, unsuitable soils with high plasticity and low bearing capacity are frequently encountered, so it has been necessary to improve these soils to make them acceptable for construction. These limitations could be overcome by improving the physical or other properties of soils using different methods. Treatment with lime or hydraulic binders is commonly used in order to avoid sliding settlements, to enhance local materials, and to stabilize the soil. The modification of the compaction characteristics makes this type of treatment interesting for the implementation of vulnerable soils. In this context, an application of the treatment of a soil in Bouira region with different percentages of slag. Slag was added to the soil studied at levels of 10 to 15%.

Keywords: treatment, Soil, slag, lime, cement, compaction.

الملخص

من خلال دراسات مواقع البناء، غالبًا ما يتم العثور على تربة غير مناسبة ذات مرونة عالية وقدرة تحمل منخفضة، لذلك كان من الضروري تحسين هذه التربة لجعلها مقبولة للبناء. يمكن التغلب على هذه القيود عن طريق تحسين الخصائص الفيزيائية أو الخصائص الأخرى للتربة باستخدام طرق مختلفة. تستخدم المعالجة بالجير أو المواد الهيدروليكية بشكل شائع لتجنب انزلاق المستوطنات، ولتعزيز المواد المحلية، ولتثبيت التربة. تعديل خصائص الضغط يجعل هذا النوع من العلاج مثيرًا للاهتمام لتنفيذ التربة الضعيفة. في هذا السياق، تطبيق معالجة تربة بمنطقة البويرة بنسب مختلفة من الخبث. تمت إضافة الخبث إلى التربة المدروسة بمستويات تتراوح من 10 إلى 15٪.

الكلمات المفتاحية: المعالجة، التربة، الجير، الإسمنت، الدمك.

Table des matières

1	Introduction général :.....	1
2	CHAPITRE 1	3
2.1	Introduction :	3
2.2	Matériaux utilisés dans le renforcement des sols dans les études récentes:	4
2.3	Méthodes d'essai :.....	7
2.4	Les résultats :	9
3	CHAPITRE 2, Etude expérimentale :	21
3.1	Introduction :	21
3.2	Matériaux utilisés :	21
3.2.1	Le sol :.....	21
3.2.2	Les ajouts :	21
3.3	Programme des essais au laboratoire :.....	22
3.3.1	L'analyse granulométrique par tamisage de sol témoin :.....	22
3.3.2	L'analyse granulométrique par sédimentation de sol témoin :.....	26
3.3.3	Détermination des limites d'atterberg pour le sol témoin :.....	31
3.3.4	Détermination des limites d'Atterberg pour le sol modifié :	39
3.3.5	Détermination de la teneur en eau :.....	42
3.3.6	Mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène de sol :	44
3.3.7	Essai Proctor de sol témoin :	47
3.3.8	Essai de Proctor avec des ajouts.....	52

Liste des figures

Figure 1: Courbe de granulométrie des sols alluviaux artificiels (avec l'aimable autorisation de Sargent 2013, J Gonzalez 2021). -----	5
Figure 2 : Caractérisation du sol, (a) courbe de distribution granulométrique, (b) système de classification des sols et (c) courbe de compactage pour trouver la teneur en eau optimale. (P. Ghadir et al.2021).-----	7
Figure 3: Comportement de l'UCS pour les différents mélanges des liants compactés à la main à différentes périodes de durcissement. ± 1 écart type ,N=3. (J. Gonzalez et al..2021). -----	9
Figure 4: Comportement de l'UCS pour les différents mélanges de liants compactés mécaniquement à différentes périodes de durcissement. ± 1 écart type, N = 3. (J. Gonzalez et al..2021). -----	10
Figure 5 : Courbes contrainte-déformation pour les mélanges de liants compactés à la main (a-d) et mécaniquement (e-h) à 7.5% à différentes périodes de durcissement. (J. Gonzalez et al..2021). -----	12
Figure 6 : Courbes contrainte-déformation pour les mélanges de 10% de liant compacté à la main (a-d) et mécaniquement (e-h) à différentes périodes de durcissement. (J. Gonzalez et al..2021). -----	13
Figure 7 : Évolution des mesures initiales du module de Young pour les mélanges alluviaux non traités, stabilisés CEM- II et STSB-GGBS : (a) H, 7.5% de liant; (b) H, 10%, (c) M, 7.5%, (d) M, 10%. (J. Gonzalez et al..2021). -----	13
Figure 8 : Quantification de la phase réactive de VA (a) pendant 1 à 256 h à une température constante de 25°C, (b) à différentes températures de 25 à 105 C pendant 1 h. (P. Ghadir et al..2021). -----	14
Figure 9 : (a) résistance maximale au cisaillement et teneur en eau d'échantillons de sol non traités et à l'aide de géo-polymères et de CEM1 avec différentes teneurs en liant (0 à 15%), conditions de durcissement (condition DC, OC et SC) et durée de durcissement de 1 et 28 jours ; (b) et (c) courbe contrainte-déplacement d'échantillons de sol traités et non traités en utilisant le géo-polymère et le CEM1 avec des teneurs en liant et des confinements différents, respectivement. Tous guéris à DC pendant 28 jours. (P. Ghadir et al..2021). -----	16
Figure 10: Images optiques de l'agrégation de (a), (b) non traité, (c), (d) 15% en poids de géo-polymère, (e), (f) 15% en poids d'échantillons d'argile traités au CEM1 le 28eme jour de durcissement à l'état de durcissement DC. (P. Ghadir et al..2021). -----	17
Figure 11 : (a) Cohésion et (b) angle de frottement des échantillons de sol non traité et traité utilisant du géopolymère et du CEM1 avec différentes teneurs en liant (0 à 15 % en poids), conditions de durcissement (conditions DC, OC et SC) et durée de durcissement de 1 et ----	18
Figure 12 :(a) Effet de la teneur en activateur et (b) concentration d'hydroxyde de sodium sur la résistance au cisaillement d'échantillons de sol non traités et traités en utilisant un géopolymère à Conditions de durcissement OC et SC et durée de durcissement de 28 et 90 jours. Le confinement vertical était de 150 kPa pour tous les échantillons.-----	19
Figure 13 : Diagramme schématique de (a) la distribution des contraintes aux surfaces de rupture des profils géotechniques, (b) l'effet de confinement sur le développement de la surface de cisaillement dans les zones non traitées et sol traité, (c) performance des liants dans différentes conditions de durcissement. -----	20

Listes des figures

Figure 14: Laitier tamisé au tamis 80 μ m. -----	22
Figure 15 : Série de tamis. -----	23
Figure 16: Courbe d'analyse granulométrique du sol témoin. -----	25
Figure 17 : Densimètre torpille. -----	29
Figure 18 : Sol après imbibition. -----	29
Figure 19 : malaxage de l'échantillon. -----	29
Figure 20 : Agitateur mécanique. -----	29
Figure 21 : Suspension versée dans l'éprouvette. -----	30
Figure 22 : Représentation des limites d'Atterberg.-----	31
Figure 23 : Plaque de verre. -----	33
Figure 24 : Fermeture de la rainure. -----	34
Figure 25 : Courbe représentatif de la teneur en eau en fonction de nombre de chocs (sol témoin). -----	37
Figure 26 : Formation des boulettes sur une surface lisse. -----	38
Figure 27 : Diagramme de plasticité d'après (Casagrande 1948). -----	39
Figure 28 : Courbe représentatif de la teneur en eau en fonction de nombre de chocs (sol témoin et sol modifié). -----	40
Figure 29 : influence de laitier sur les limites d'atterberg-----	41
Figure 30 : Influence de laitier activé avec la chaux, et non activé sur les limites d'Atterberg. (S. Zemouli & N. Chelghoum 2018).-----	42
Figure 31 : Agitateur mécanique + dispositif de dosage. -----	45
Figure 32 : Apparition d'une auréole périphérique. -----	47
Figure 33 : Compacteur automatique. -----	48
Figure 34 : Règle à araser.-----	49
Figure 35 : Disque d'espacement. -----	49
Figure 36 : représentation graphique de la densité en fonction de la teneur en eau du sol témoin. -----	52
Figure 37 : influence du laitier sur la densité sèche.-----	53
Figure 38 : La solution de NaOH (30%) -----	54
Figure 39 : Fiole jaugée. -----	54
Figure 40 : influence du laitier activé et non activé sur la densité sèche. -----	55
Figure 41 : influence de la teneur en eau sur la densité sèche. -----	56
Figure 42 : comparaison des densités obtenues par différents liants. -----	57
Figure 43 : Influence des déchets ajoutés (céramique et marbre) sur la densité sèche. -----	58
Figure 44 : Variation de densité sèche en fonction de teneur en eau pour l'ensemble des pourcentages (déchet de marbre, déchet de céramique). -----	58

Liste des tableaux

Tableau 1: Composition élémentaire (% en poids) de GGBS (laitier de haut fourneau granulé) et STSB obtenue à partir de l'analyse par rayons X à dispersion d'énergie (EDX), 3 spectres par matériau. (J. Gonzalez et al..2021) -----	5
Tableau 2: Concentration des métaux lourds du biochar STS à partir de l'analyse ICP-MS.(J. Gonzalez et al..2021)-----	6
Tableau 3: Exemple de matrice de test. J. Gonzalez et al.(2021)-----	6
Tableau 4: Compositions d'oxydes de VA et CEM1. (Pooria Ghadir,et al.2021)-----	7
Tableau 5: Programme d'essai de cisaillement direct dans cette étude. (P. Ghadir et al..2021). -----	8
Tableau 6: Résultats d'analyse granulométrique par tamisage. -----	25
Tableau 7 : Classes de granulométrie de sols. -----	26
Tableau 8 : Résultats d'essai d'analyse granulométrique par sédimentation.-----	30
Tableau 9 : Résultats de limite de liquidité du sol témoin. -----	36
Tableau 10 : la teneur en eau en fonction de nombre des coups (sol témoin).-----	36
Tableau 11 : Résultats de limite de plasticité. -----	38
Tableau 12 : Résultats de limites de liquidité du sol modifié avec 10% le laitier. -----	39
Tableau 13 : La teneur en eau en fonction de nombre de coups (sol modifié avec 10% le laitier).-----	40
Tableau 14 : Résultats de limites de plasticité du sol modifié avec 10% le laitier. -----	41
Tableau 15 : masse minimale de matériau nécessaire pour déterminer la teneur en eau en fonction de la dimension des éléments passants à travers le tamis à maille carrée d'ouverture dm. -----	43
Tableau 16 : essai de Proctor.-----	50
Tableau 17 : résultats essai Proctor.-----	51
Tableau 18 : résultats (2) essai Proctor. -----	51
Tableau 19 : caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en laitier. -----	53
Tableau 20 : caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en laitier. -----	55
Tableau 21 : résultats Proctor avec teneur en eau variée.-----	56

Liste des abréviations

VA	cencre volcanique
ATR	réflexion totale atténuée
BET	Brunauer Emmet Teller
C-A-H	hydrate d'aluminate de calcium
C-A-S-H	hydrate de silicate d'aluminate de calcium
CEC	Capacité d'échange cationique
CEM-I	Ciment Portland ordinaire
CEM-II	Ciment Portland ordinaire avec additifs PFA ($\leq 35\%$ par masse)
CS	solution de nettoyage
C-S-H	hydrate de silice calcique
DDSM	mélange de sol sec en profondeur
E₀	module de Young initial
EDX	Analyse par rayons X à dispersion d'énergie
EPA	Agence de Protection de l'Environnement (US);
FT-IR	Infrarouge à transformée de Fourier
GGBS	laitier de haut fourneau granulé
GP	poudre de verre
IBP's	sous-produits industriels
ICP-MS	plasma à couplage inductif spectrométrie de masse
LL	limite de liquidité
LSD	différence la moins significative
N/D	non detecté
PFA	cencre volantes pulvérisées
PI	indice de plasticité
PL	limite de plasticité
Q	Quartz
RG	gypse rouge
RHA	cencre de balle de riz
SEM	La microscopie électronique à balayage
STS	boues d'épuration STSB sewage
UCS	Résistance à la compression non confinée
XRD	X-ray diffraction
γ_d	Poids volumique sec
γ_h	Poids volumique de sol
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_s	Poids volumique des grains solide
W_w	Poids de l'eau W Teneur en eau
W_{sat}	La teneur en eau de saturation
S_r	Degré de saturation du sol

E	Indice de vide
Cu	Coefficient d'uniformité
Cc	Coefficient de courbure
D₆₀	Diamètre a 60% passant
D₃₀	Diamètre a 30 % passant
D₁₀	Diamètre a 10 % passant
Wl	Limite de liquidité
Wp	Limite de plasticité
Ip	Indice de plasticité

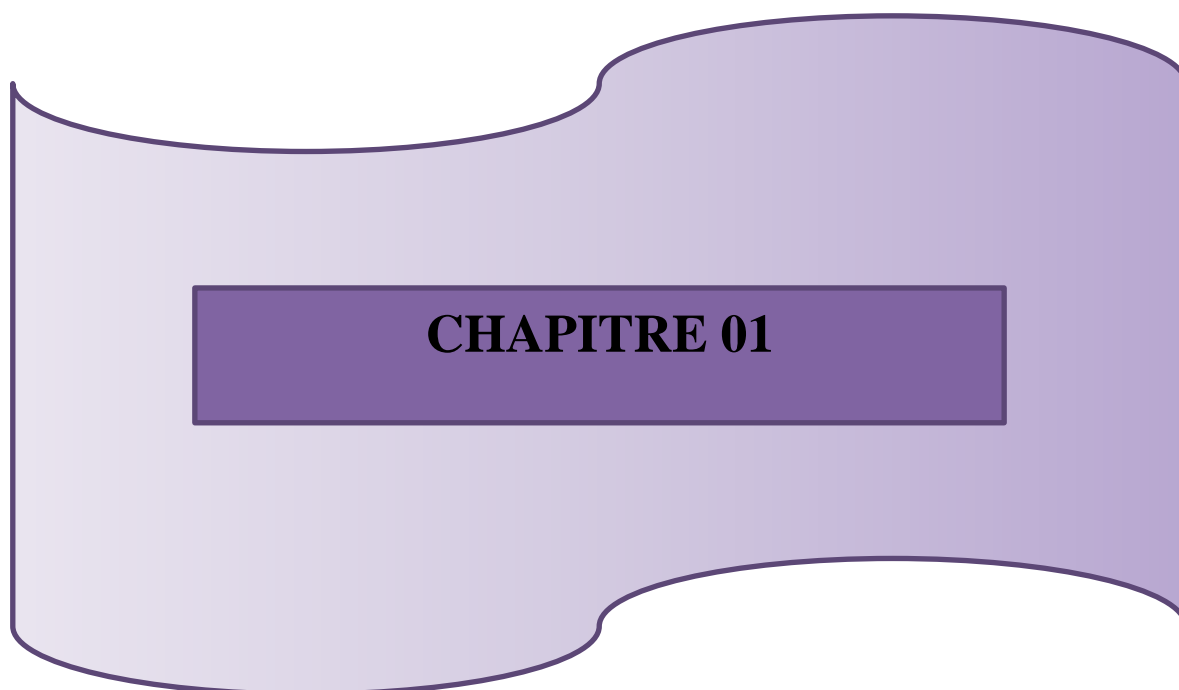
1 Introduction général :

Le développement de tout pays se reflète en grande partie par ses infrastructures routières. Ces derniers temps, l'Algérie a initié plusieurs grands projets de constructions linaires tels que les routes, les autoroutes, les chemins de fer, les barrages et les réseaux aéroportuaires afin de faciliter le développement de l'agriculture, du commerce et de l'industrie. Malheureusement, les sols de bonnes qualités nécessaires pour mener à bien ces projets ne sont pas toujours disponibles sur les sites de construction. Certains sols fins sur place sont associés à des changements volumétriques importants lorsqu'ils sont soumis à des variations de teneur en eau en raison des fluctuations saisonnières de l'eau et leur faible résistance, en particulier dans les régions arides et semi-arides. Les régions arides et semi-arides couvrent une grande partie de l'Algérie. Ces régions, délimitées par l'Atlas tellien au Nord et l'Atlas saharien au Sud, s'étendent de la frontière Tunisienne à l'Est à la frontière Marocaine à l'Ouest du pays. Les sols provenant de ces zones, lorsqu'ils sont utilisés dans la réalisation des ouvrages de construction importants, en particulier les infrastructures utilisant d'énormes quantités de remblai, entraîneront des dommages considérables. La solution à ce problème est de traiter ces sols pour obtenir les propriétés géotechniques souhaitées. Plusieurs méthodes ont été proposées pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols médiocres, parmi elles leur stabilisation chimique, une technique principalement utilisée pour améliorer la maniabilité, la capacité portante, le potentiel de gonflement/rétrécissement et la perméabilité des sols à problèmes. Pendant plusieurs décennies, divers produits industriels tels que la chaux (CaO) ou le ciment Portland ont été utilisés dans la stabilisation des sols. La chaux est en général utilisée pour les argiles et les limons alors que le ciment est par contre utilisé pour les argiles, les limons et les sables. Le ciment Portland est composé essentiellement de silicate de calcium et d'aluminate de calcium hautement réactifs. Une fois le ciment introduit dans le sol argileux, ces composants s'hydratent avec de l'eau de sol pour produire du silicate d'hydrate de calcium (CSH) et de l'aluminate d'hydrate de calcium (CAH). Ces derniers engendrent de fortes liaisons inter particules dans la matrice de sol. Ces composants cimentaires sont caractérisés par leur grande résistance et leur faible variation de volume. Le processus de cimentation est assez rapide et exothermique. L'amélioration significative de la résistance est obtenue rapidement et même des fois en quelques heures. En plus, au cours du processus d'hydratation, la chaux libre Ca(OH)_2 est produite en tant que sous-produit, ce qui permet à la fois l'échange de cations et la réaction pouzzolanique. Bien que le gain substantiel en résistance soit l'objectif principal dans certaines applications en génie civil, il peut être

Introduction générale

aussi un inconvénient dans certaines situations nécessitant la stabilisation de sol telles que la réalisation de routes, autoroutes et les constructions de pistes d'aéroport où le tassement différentiel peut se produire dans le sol sous la structure. Les fissures naissent alors dans le sol stabilisé au ciment et se propagent à la structure de construction à la surface superficielle, entraînant des dommages importants. En outre, la stabilisation du ciment est de nos jours moins appréciée en raison du coût croissant du ciment et des préoccupations environnementales liées à sa production qui a un impact très important sur les émissions de CO₂.

Au cours des dernières décennies, le laitier de Fer a été largement utilisé dans la stabilisation chimique des sols fins à travers le monde, en particulier au Royaume-Uni, en Finlande, Chine, Etats-Unis d'Amérique. En Algérie, la revue bibliographique a révélé que la plupart des laitiers de fer ou d'acier sont utilisées comme agrégats dans les ouvrages de construction linéaires surtout pour les revêtements en béton bitumineux. Les raisons pour lesquelles la stabilisation chimique des sols, en particulier avec les laitiers locaux n'ont pas été utilisés, sont probablement l'absence de directives concernant les agents de cimentation (et/ou les activateurs, le cas échéant) et les quantités à utiliser. L'utilisation de laitiers de fer ou d'acier comme composant de cimentation devrait faire l'objet de beaucoup d'attentions en raison de considérations techniques, économiques et environnementales. Dans ce travail, l'étude porte sur l'aspect technique du laitier de fer local produit par l'usine de fer et d'acier El Hadjar. Une série d'essais géotechniques en laboratoire a été entreprise pour élucider l'influence de ce dernier seul, ou activé à l'hydroxyde de sodium (NaOH), sur les propriétés de plasticité et de compactage. Les résultats sont présentés et commentés dans les chapitres suivants.



2 CHAPITRE 1

2.1 Introduction :

Les sols alluviaux se caractérisent par de faibles capacités portantes et compressibilités, qui présentent des conditions de sol difficiles dans la construction.

La stabilisation chimique des sols a été largement utilisée pour améliorer les propriétés géomécaniques de ces sols de mauvaise qualité. Le mélange du sol par voie sèche (Deep Dry Soil Mixing ,DDSM) est une technique de stabilisation chimique in situ qui implique une foreuse à tarière rotative pour injecter un ciment en poudre sèche dans le sol, créant finalement des colonnes de sol cimentées qui possèdent des résistances au cisaillement et des capacités portantes améliorées (Sargent et al., 2016). Le DDSM est considéré comme plus économique et moins coûteux par rapport aux pieux conventionnels parmi d'autres techniques d'améliorations du sol. De plus, il convient à la stabilisation d'une large gamme de sols (teneur en argile jusqu'à 50%) avec des caractéristiques problématiques telles que teneurs élevées en humidité, teneurs organiques et teneurs en sulfates.

Le ciment Portland et la chaux sont des liants traditionnellement utilisés pour DDSM en raison de leurs capacités éprouvées à atteindre des propriétés de résistance élevées (Behnood, 2018). Ces liants ont une haute teneur en calcium qui réagit avec l'eau du sol avec le silicate et teneur en aluminat de minéraux argileux pour produire des gels hydratés y compris l'hydrate de silice de calcium (C-S-H) et l'hydrate d'aluminat de calcium (C-A-H) pendant le premier mois de durcissement. Cependant, pour s'assurer que des réactions pouzzolaniques à plus long terme se produisent également pour augmenter encore la résistance du sol cimenté, le pH du sol stabilisé doit être maintenu à $>10,5$ (Davidson et al., 1965).

Alors que le ciment Portland est un matériau bien compris et standardisé dans l'industrie du génie civil, sa fabrication a de sévères impacts environnementaux et socio-économiques. Cela est dû à son insoutenable utilisation des matières premières et besoins énergétiques des procédés y compris la calcination de CaCO_3 . Cela contribue jusqu'à environ 10 % des émissions atmosphériques mondiales de CO_2 (Habert et al. 2011) où la production de 1 tonne de ciment Portland entraîne l'émission d'environ 1 tonne de CO_2 atmosphérique (Du et al., 2016).

La production de chaux est également énergivore, ce qui est responsable d'environ 2 % des émissions mondiales de CO_2 (Commission européenne, 2018). De plus, tandis que la chaux et le ciment Portland améliorent les propriétés de certains sols, ils nuisent les propriétés de résistance des sols sulfatés par la formation d'étringite et expansion volumétrique (Nair et Little, 2009). Par conséquent, il est nécessaire de développer des liants plus économiquement

CHAPITRE 1: revue bibliographique.

viables, ont une empreinte carbone plus faible par rapport au ciment Portland et chaux, ont une sécurité d'approvisionnement à long terme et ont des niveaux élevés de polyvalence pour stabiliser une large gamme de types de sols. Cela aidera également les nations comme le Royaume-Uni pour atteindre zéro émission nette de carbone d'ici 2050 (CCC, 2019).

D'un autre côté Le renforcement du sol contre les charges de cisaillement est important pour la stabilité des profils géotechniques. Au cours d'un processus de cisaillement, il existe un risque élevé de rupture de la structure inter-faciale du sol lorsque la résistance maximale au cisaillement dans n'importe quel plan n'est limitée qu'à la résistance au cisaillement du sol. À ce jour, plusieurs exemples de faible résistance au cisaillement du profil géologique enregistrés comme des glissements de terrain soudains déclenchés par les précipitations ou l'augmentation de niveau des eaux souterraines, tremblements de terre et par des activités humaines telles que la construction de pentes, remblais et tunnels profonds pour la construction de routes (par exemple, 2010 glissement de terrain sur l'autoroute n° 3, Taïwan). La rupture de la base de cisaillement est plus susceptible de se produire dans les sols mous que les structures granulaires en raison de la réduction cohésion et friction entre les particules de sol meuble à un niveau d'humidité élevé.

Différentes techniques mécaniques et chimiques de stabilisation des sols sont employées pour éviter de telles défaillances. Le principe des approches mécaniques est d'augmenter la friction entre les particules du sol (par exemple, en drainage de l'eau) ou le transfert de la contrainte interne du sol dans les éléments plus forts (par exemple, renforts) tandis que l'approche de la stabilisation chimique est de fournir une forte liaison chimique et une tension superficielle entre les particules du sol à l'aide des liants.

Le ciment est le matériau le plus privilégié pour les techniques de stabilisations des sols, en raison de sa disponibilité et rentabilité par rapport à la résistance mécanique. Cependant, une hydratation complète du ciment nécessite une humidité suffisante, qui n'est pas toujours disponible dans les applications géotechniques; par conséquent, la résistance mécanique maximale n'est souvent pas réalisable, par exemple, dans un environnement chaud.

2.2 Matériaux utilisés dans le renforcement des sols dans les études récentes:

A. Afin de réaliser leurs études de recherche ,en 2021 J. Gonzalez,et al ont utilisé un sol artificiel qui a été préparé au laboratoire pour répliquer une alluvion trouvée couramment

CHAPITRE 1: revue bibliographique.

dans les plaines inondables à travers le royaume uni, le sol est composé de 70% de sable fin séché au four (BS EN ISO 9001), 30% d'argile Kaolinique, une teneur en eau de 15%, La courbe granulométrique de ce sol est présentée dans la figure suivante (selon la norme BS 1377(BSI 1990)).

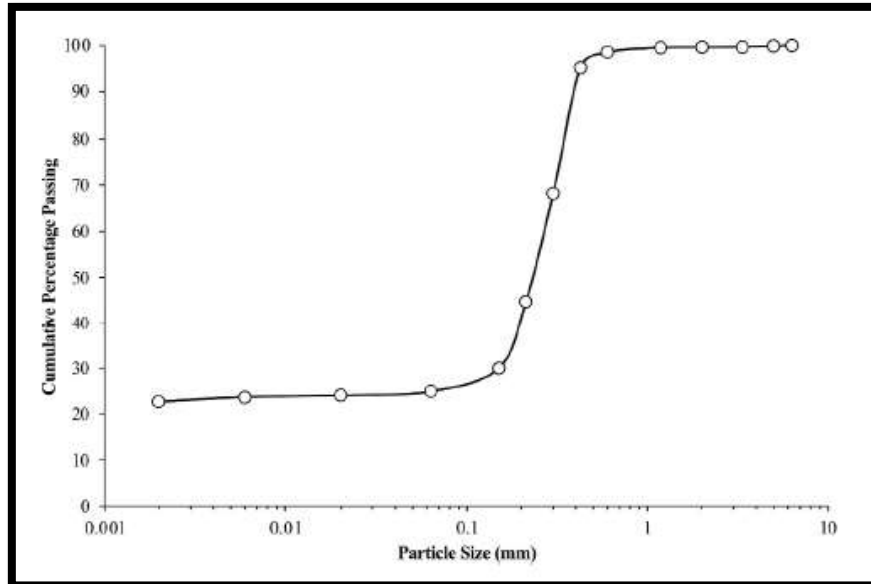


Figure 1: Courbe de granulométrie des sols alluviaux artificiels (avec l'aimable autorisation de [Sargent 2013](#), [J Gonzalez 2021](#)).

La capacité d'échange cationique (CEC) du sol a été déterminée (en utilisant une solution de chlorure de baryum tamponnée à un pH de 8,1), la valeur est 1,96 cmol/kg. La surface spécifique du sol était 2,275 m²/c. L'essai limites d'Atterberg [BS 1377 \(BSI, 1990\)](#) a révélé que le sol possède un faible niveau de plasticité (PL = 11,46. LL = 23,48. IP = 12,02).

Les résultats de la composition élémentaire du sol artificiel déterminée par l'analyse aux rayons X, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 1: Composition élémentaire (% en poids) de GGBS (laitier de haut fourneau granulé) et STSB obtenue à partir de l'analyse par rayons X à dispersion d'énergie (EDX), 3 spectres par matériau. ([J. Gonzalez et al. 2021](#))

(poids %)	C	O	Mg	Al	Si	S	K	Ca	Mn	P	Fe
Sol artificiel	—	54.93	—	18.81	23.14	—	1.65	—	—	—	0.84
GGBS	15.71	31.81	3.01	4.22	12.88	0.66	0.56	29.85	0.59	—	0.25
STSB	25.4	32.83	0.54	0.62	2.57	1.04	0.54	26.87	—	2.42	7.15

Les IBP (sous-produits industriels) utilisés sont le GGBS et STSB. Les résultats de l'analyse de métaux de STSB réalisée à l'aide d'un plasma à couplage inductif spectrométrie de masse l'ICPMS, sont présentées dans le [tableau 2](#).

Tableau 2: Concentration des métaux lourds du biochar STS à partir de l'analyse ICP-MS.([J. Gonzalez et al.,2021](#))

Métal	Concentration (mg/g de biochar)
Fe	50.77 ± 7.345
Ni	0.08 ± 0.006
Cu	0.505 ± 0.019
Pb	0.038 ± 0.001
Cd	N/D
Zn	1.465 ± 0.113
Cr	0.037 ± 0.003

Remarque : N/D indique un métal non détecté lors de l'analyse de l'échantillon

Pour effectuer les essais sur le sol, d'abord il faut préparer les échantillons. Des différentes conceptions de liant ont été utilisées pour traiter l'alluvion artificielle :

Deux rations STSB:GGBS de 0,5:0,5 et 0,67:0,33 ont été utilisés à un dosage de 7,5 et 10% en poids sec, comme présenté dans le [tableau 3](#). Basé sur les résultats des tests préliminaires, rations STSB:GGBS où la teneur en GGBS était supérieure à 0,5 étaient inadaptées en raison de leurs faibles performances.

Tableau 3: Exemple de matrice de test. [J. Gonzalez et al.\(2021\)](#)

Identifiant du mélange	Dosage du liant (%)	STSB	GGBS	Méthode de compactage
0.5B:0.5G-7.5H	7.5	0.5	0.5	Main
0.67B:0.33G-7.5H	7.5	0.67	0.33	
0.5B:0.5G-10H	10	0.5	0.5	
0.67B:0.33G-10H	10	0.67	0.33	
CEM-II-7.5H	7.5	–	–	
CEM-II-10H	10	–	–	
0.5B:0.5G-7.5M	7.5	0.5	0.5	Mécanique
0.67B:0.33G-7.5M	7.5	0.67	0.33	
0.5B:0.5G-10M	10	0.5	0.5	
0.67B:0.33G-10M	10	0.67	0.33	
CEM-II-7.5M	7.5	–	–	
CEM-II-10M	10	–	–	

B. Pour Les travaux de [Pooria Ghadir, et al 2021](#), ont utilisés un sol avec les caractéristiques suivantes :

L'analyse granulométrique effectuée sur le sol montre que le sol contient 5% en poids de gravier, 19% en poids de sable, 33% de limon, 43% d'argile. Le sol est classé comme étant de faible plasticité avec une limite de liquidité 31%, limite de plasticité 22%, indice de plasticité 9%. La teneur en eau et la densité optimale obtenue est 14% et 1.74 g/cm³, respectivement, conformément à la norme [ASTM D 698](#).

CHAPITRE 1: revue bibliographique.

La composition chimique du VA (cendre volcanique) et du CEM1 (Ciment Portland ordinaire), le VA du Taftan Montagne a été fourni par l'entreprise « Zabol Cément Industries » et a été tamisé à moins de 200 m. Le CEM1 a été obtenu de l'entreprise « Fars Cément ». La composition en oxydes de VA et CEM1 est fourni dans le tableau suivant :

Tableau 4: Compositions d'oxydes de VA et CEM1. (Pooria Ghadir, et al.2021)

Composition d'oxyde	SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	Na ₂ O	MgO	TiO ₂	SrO	SO ₃	P ₂ O ₅	MnO
VA	46.8	19.1	13.5	8.5	4.3	4.1	1.7	0.9	0.3	0.3	0.2	0.2
CEM1	11.8	69.6	3.2	8.4	1.4	0.4	2.4	0.3	0.1	1.9	0.0	0.2

Pour préparer les liants, des concentrations prédéterminées de VA et CEM1 ont été mélangés avec une solution d'hydroxyde de sodium et de l'eau, respectivement, pendant 5 minutes, ensuite, le lisier a été mélangé avec le sol pendant 10 min pour obtenir un mélange visuellement homogène. L'effet de la teneur en liant a été étudié par substitution du sol avec VA ou CEM1 dans 0, 5, 10, et 15 % en poids. Une teneur constante en activateur de 14% en poids du sol a été utilisée pour tous les échantillons. Cette valeur a été déterminée de la même manière que l'optimum teneur en eau de l'échantillon non traité, voir [Figure 2](#) :

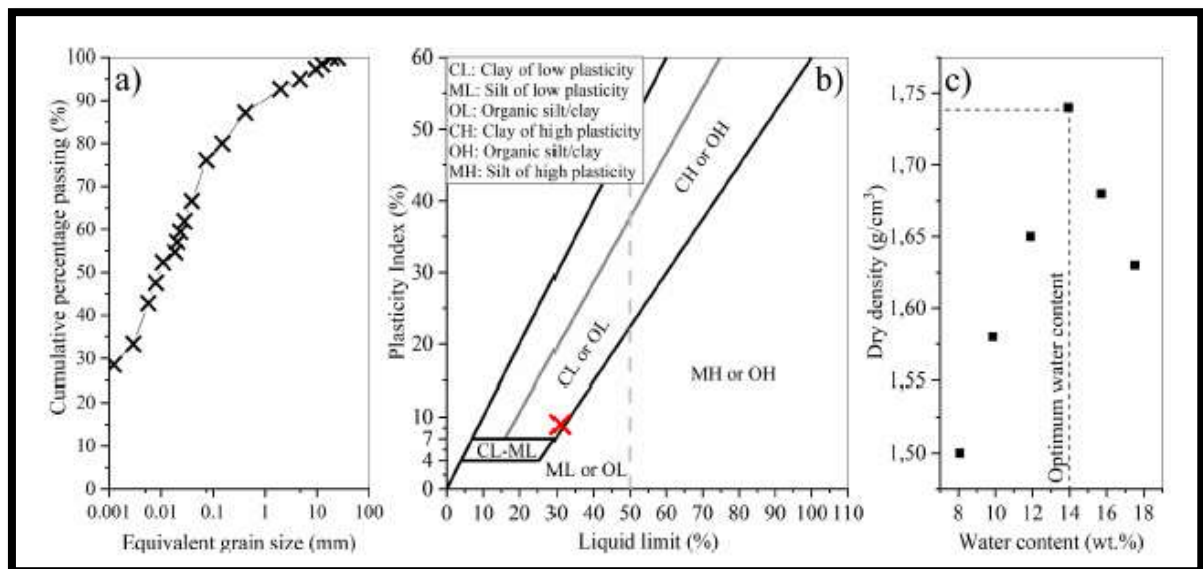


Figure 2 : Caractérisation du sol, (a) courbe de distribution granulométrique, (b) système de classification des sols et (c) courbe de compactage pour trouver la teneur en eau optimale. (P. Ghadir et al.2021).

2.3 Méthodes d'essai :

L'essai de résistance à la compression :

Les essais de J.Gonzalez 2021 sont réalisés pour but de caractériser les tenues en résistance, les propriétés physico-chimiques, microstructure et minéralogie des alluvions stabilisées. Les mélanges ont été testés pour leurs UCS (Résistance à la compression non confinée) à l'aide

CHAPITRE 1: revue bibliographique.

d'un bâti de changement INSTRON 3367, avec un taux de déformation de 1,27 mm/min. Des échantillons en triple ont été testés après chaque période de durcissement jusqu'à l'atteinte de déformation axiale de 15%.

L'essai de cisaillement direct :

Les essais de cisaillement direct réalisés par P.Ghadir en 2021 ont été programmés en trois séries. Le rôle du type de liant, du contenu du liant, le temps de durcissement et les conditions de durcissement ont été étudiés dans la série 1. Les séries 2 et 3 ont explorés les effets de la teneur en activateur alcalin et la concentration de l'hydroxyde de sodium sur des échantillons traités par géo-polymère à durcissement à long terme jusqu'à 90 jours. Concernant la série 2, la teneur en VA et la molarité de la solution d'hydroxyde de sodium ont été fixées à 15 % en poids et 8 M, respectivement, tandis que le rapport activateur alcalin/eau optimal variait dans la gamme de 1 à 1,4. A la série 3, deux solutions différentes d'hydroxyde de sodium de 8 M et 12 M ont été sélectionnés, tandis que la teneur en liant et en activateur alcalin pour le rapport optimal de teneur en eau a été maintenue constante à 15 % en poids et 1,4, respectivement. Les échantillons ont été durcis dans trois conditions différentes, y compris l'état sec (DC), l'état optimal de l'eau (OC) et condition imbibée (SC). Les détails des expériences sont indiqués dans le [tableau 5](#).

Tableau 5: Programme d'essai de cisaillement direct dans cette étude. (P. Ghadir et al., 2021).

Série de Matériel	Type de liant	Pourcentage de liant [%]	Type d'activateur	Molarité de l'hydroxyde de sodium [M]	Âge du test [journée]	Etat de Durcissement	Rapport de ω activateur pour une teneur en eau optimale
Série 1	VA	0, 5, 10, 15	Hydroxyde de sodium eau	8	1, 28	DC, OC, SC	1
	CEM1	0, 5, 10, 15		-	1, 28	DC, OC, SC	1
Série 2	VA	15	Hydroxyde de sodium	8	28, 90	DC, OC, SC	1, 1.2, 1.4
Série 3	VA	15	Hydroxyde de sodium	8.12	28, 90	DC, OC, SC	1.4

Les essais ont été effectués à l'aide d'une machine ELE sur éprouvettes aux dimensions 60×60×20 mm avec trois confinements verticaux de 50, 100 et 150 kPa, selon ASTM D 3080. Taux de cisaillement de 0,08 mm/min pour SC et 0,133 mm/min pour OC, et DC ont été utilisés. Ces taux ont été adoptés sur la base des recherches et le taux de consolidation du sol tel que reçu. Un plus haut le taux de charge a été utilisé pour l'OC et le DC car il n'y avait pas

d'effet de drainage à ces conditions. La boîte de cisaillement a été maintenue au sec dans les conditions OC et DC alors qu'il était rempli d'eau distillée au niveau des échantillons SC. Pour la condition SC, les échantillons ont été maintenus sous l'eau pendant 24 h avant l'essai de cisaillement.

La résistance maximale au cisaillement (τ_f), la cohésion inter-particulaire (c) et le frottement les valeurs de l'angle (ϕ) ont été déterminées par des essais de cisaillement direct en utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

2.4 Les résultats :

La résistance à la compression :

La figure suivante montre le développement de l'UCS avec l'augmentation du temps de durcissement pour tous les échantillons compactés à la main sur des périodes de durcissement jusqu'à 56 jours, tandis que les résultats de l'UCS pour tous les échantillons compactés mécaniquement sont présentés dans la [figure 4](#) pour faire la comparaison entre les performances des mélanges testés par rapport aux normes .

Les courbes contrainte-déformation correspondantes aux mélanges des sols stabilisés contenant des dosages de liant de 7,5% et 10% sont présentées en [figures 5 et 6](#), respectivement.

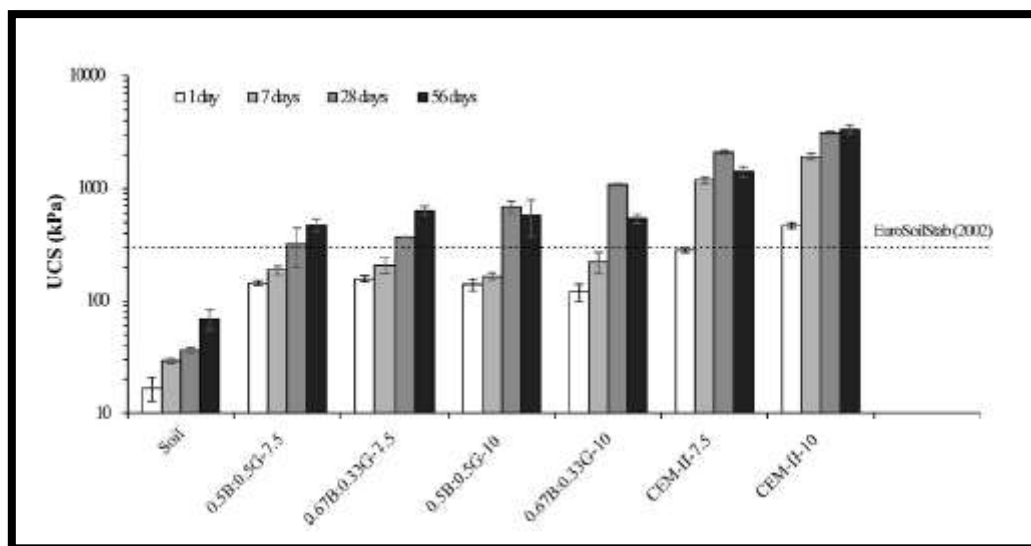


Figure 3: Comportement de l'UCS pour les différents mélanges des liants compactés à la main à différentes périodes de durcissement. ± 1 écart type, $N=3$. (J. Gonzalez et al., 2021).

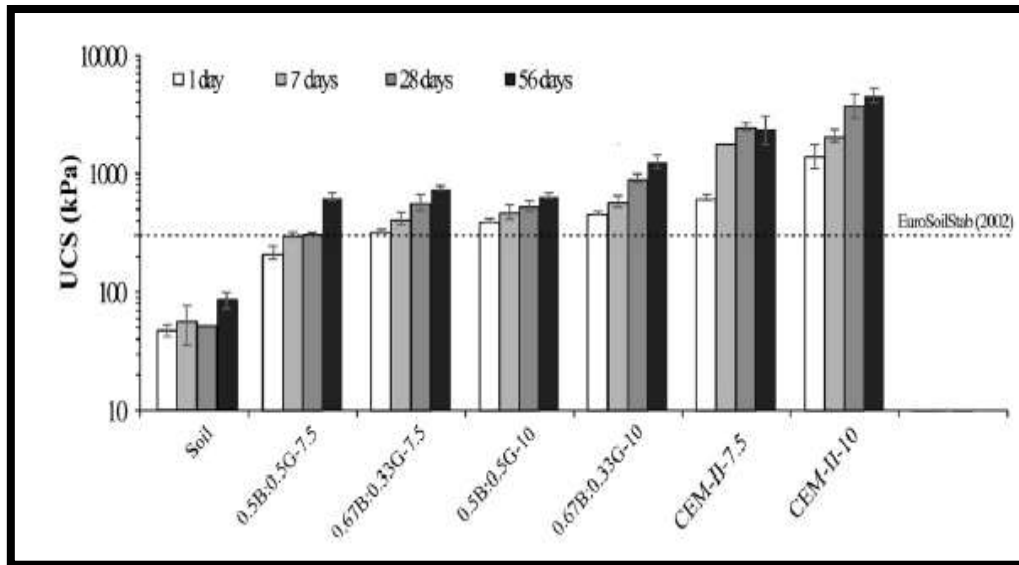


Figure 4: Comportement de l'UCS pour les différents mélanges de liants compactés mécaniquement à différentes périodes de durcissement. ± 1 écart type, N = 3. (J. Gonzalez et al., 2021).

Le sol non traité a atteint des résistances de 20 à 70 kPa, les échantillons affichent un comportement ductile pour toutes les périodes de durcissement, mettant en évidence le besoin de stabilisation. Les valeurs UCS ont généralement augmenté au cours des 56 jours période de durcissement pour tous les mélanges stabilisés quel que soit le dosage de liant, où les mélanges avec des concentrations de biochar plus élevées produisaient plus de UCS à des doses équivalentes jusqu'à 28 jours de durcissement. Après 28 jours, les mélanges contenant 10 % de liant ont subi une légère réduction de force.

Parmi les mélanges STSB:GGBS compactés à la main, la figure 3 montre que

0.67B:0.33G-10 a atteint l'UCS le plus élevé de **1077 kPa** à 28 jours de durcissement, suivi de **682 kPa** pour le mélange **0.5B:0.5G-10**. Le comportement de contrainte-déformation de ces mélanges a évolué d'être principalement ductile pendant les premiers stades de durcissement, devenant plus cassant aux stades ultérieurs. À 56 ans jours, ces échantillons ont montré une réduction de la force et exposé post comportement de pic de ramollissement avant d'atteindre la résistance résiduelle. Même si des valeurs UCS inférieures à 28 jours ont été enregistrées pour les échantillons STSB:GGBS à l'aide d'un dosage de liant de 7,5%, des améliorations significatives de la résistance ont continué après. Des valeurs UCS de **472 à 632 kPa** ont été enregistrées à 56 jours pour **0.5B:0.5G-7.5-H** et **0.67B:0.33G-7.5-H** se mélangent respectivement, ainsi atteindre des forces comparables à celles affichées par le liant à 10 % mélanges.

CHAPITRE 1: revue bibliographique.

Les mélanges de sol stabilisés avec CEM-II ont atteint des résistances plus élevées que les mélanges à base d'IBP à des doses et périodes de durcissement équivalentes.

La résistance moyenne la plus élevée de **3335 kPa** a été atteinte par **CEM-I-10%-H** après 56 jours de durcissement. Cependant, les mélanges stabilisés STSB:GGBS ont été clairement efficace pour améliorer considérablement la résistance du sol.

Sur la base des résultats présentés dans les [Figure 3 à 6](#), les échantillons qui ont été mécaniquement compacté ont produit des résistances toujours plus élevées par rapport à ceux qui ont été compactés à la main. Dans ce cas, tous les mélanges STSB:GGBS ont atteint les résistances les plus élevées après 56 jours de durcissement, avec la valeur la plus élevée de **1243 kPa** présentée par le mélange **0,67B:0,33G-10-M**.

Ces forces sont comparables à celles observées par [Sargent et al. \(2013\)](#) pour une alluvion artificielle stabilisée avec du PFA-RG activé aux alcalis et durci pendant 28 jours. Lors de la comparaison des données de contrainte-déformation générées des tests UCS, ces échantillons ont montré un comportement ductile à la rupture à travers toutes les périodes de durcissement, même aux premiers stades, contrairement aux échantillons compactés à la main. Le manque de données à de plus petites déformations dans la [Figure 6b](#) à 56 jours a été attribué à un réglage de pré-charge de l'équipement utilisé pour tester ces échantillons particuliers.

Le module de Young initial (E_0) a été mesuré à de faibles déformations axiales pour tous les échantillons compactés à la main et mécaniquement à chaque période de durcissement, dont les résultats sont montrés sur la [Figure 7](#). L'ajout d'un liant cimentaire a considérablement augmenté la rigidité du sol à travers toutes les périodes de durcissement, quelle que soit la conception du liant utilisé. La rigidité du sol non traité variait entre **3** et **8 MPa**.

La rigidité s'est comportée de manière similaire à l'UCS, atteignant des valeurs plus élevées en compactons les échantillons mécaniquement. Les valeurs E_0 ont également augmenté progressivement pour les échantillons traités au STSB-GGBS pendant toutes les périodes de durcissement. La plus grande valeur de E_0 est **1800 MPa** a été enregistrée pour le **0.67B-0.33G-10-M** à 56 jours. Les valeurs E_0 pour les échantillons comprimés mécaniquement ont été comparables à ceux obtenus par [Hughes et al. \(2011\)](#) qui a stabilisé un sol artificiel similaire avec un mélange de gypse rouge et de GGBS, avec l'addition de 2 % de chaux. Ils ont constaté que les échantillons atteignaient **1600 MPa** à 56 jours, et contrairement à CEM-II, ont continué d'augmenter jusqu'à 112 jours où ils atteignent environ **2500 MPa**. Les auteurs ont émis l'hypothèse qu'ils pourraient continuer à augmenter la rigidité.

CHAPITRE 1: revue bibliographique.

Il y avait une variation considérable dans les valeurs de E_0 mesurées pour les échantillons compactés à la main, comme le montrent les barres d'erreur indiquées dans

Figure 7a et b, tandis que la variation des valeurs E_0 pour les échantillons compactés mécaniquement était moins. Une exception à cela était le mélange CEM-II-10-M, qui présentait une variation de 40 % à 28 jours et d'environ 45% à 56 jours. Ces variations pourraient s'expliquer par aspiration créée pendant le mélange de l'échantillon, ce qui entraîne des valeurs élevées pour certains échantillons. Cela pourrait aussi expliquer pourquoi la valeur moyenne de (E_0) est supérieure aux valeurs déterminées par Hughes et al. (2011), qui compris entre 3000 et 5000 MPa. Semblable aux valeurs UCS, les 10 % des échantillons compactés à la main ont montré une réduction de la rigidité après 28 jours, alors que ceux compactés mécaniquement ne l'ont pas fait.

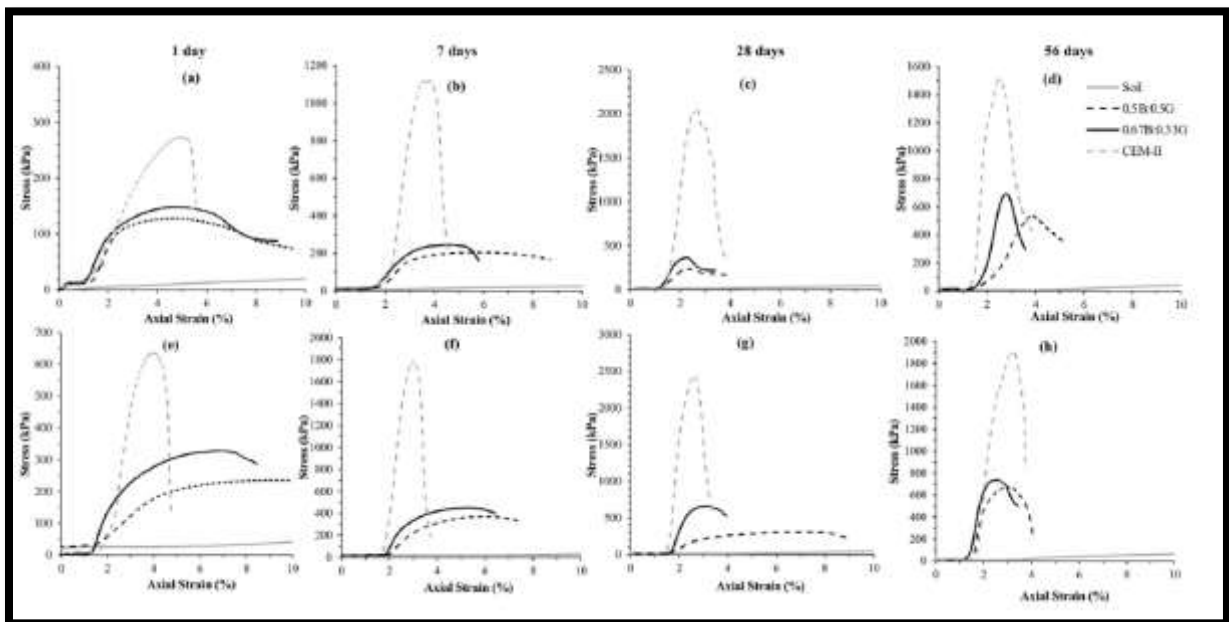


Figure 5 : Courbes contrainte-déformation pour les mélanges de liants compactés à la main (a-d) et mécaniquement (e-h) à 7.5% à différentes périodes de durcissement. (J. Gonzalez et al., 2021).

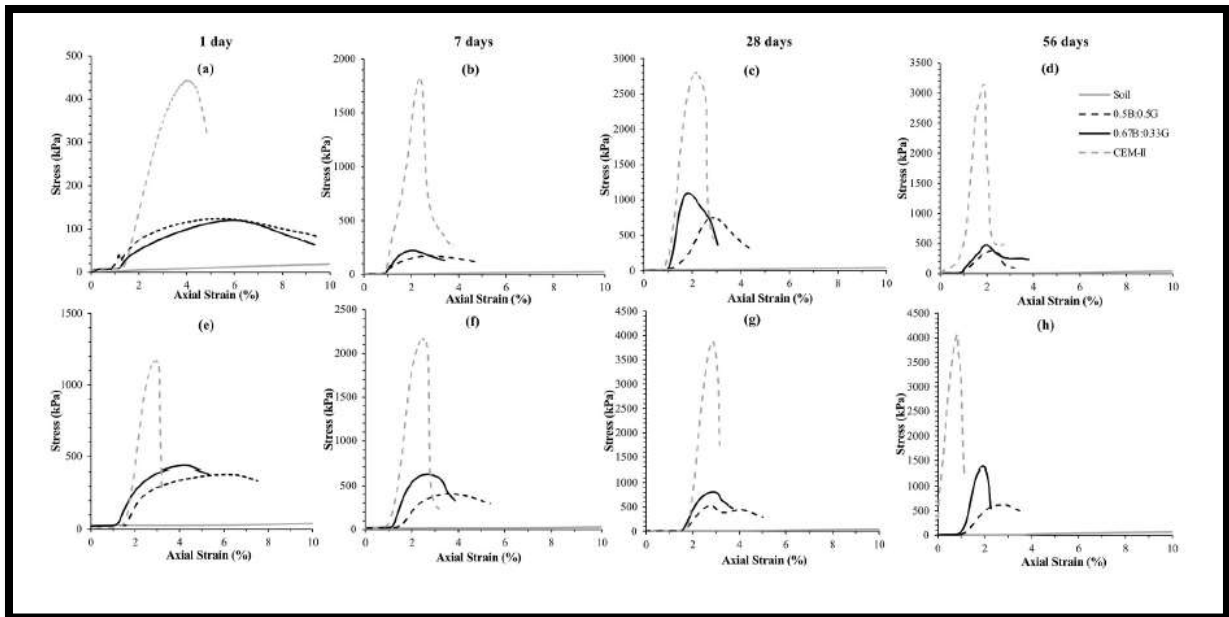


Figure 6 : Courbes contrainte-déformation pour les mélanges de 10% de liant compacté à la main (a-d) et mécaniquement (e-h) à différentes périodes de durcissement. (J. Gonzalez et al., 2021).

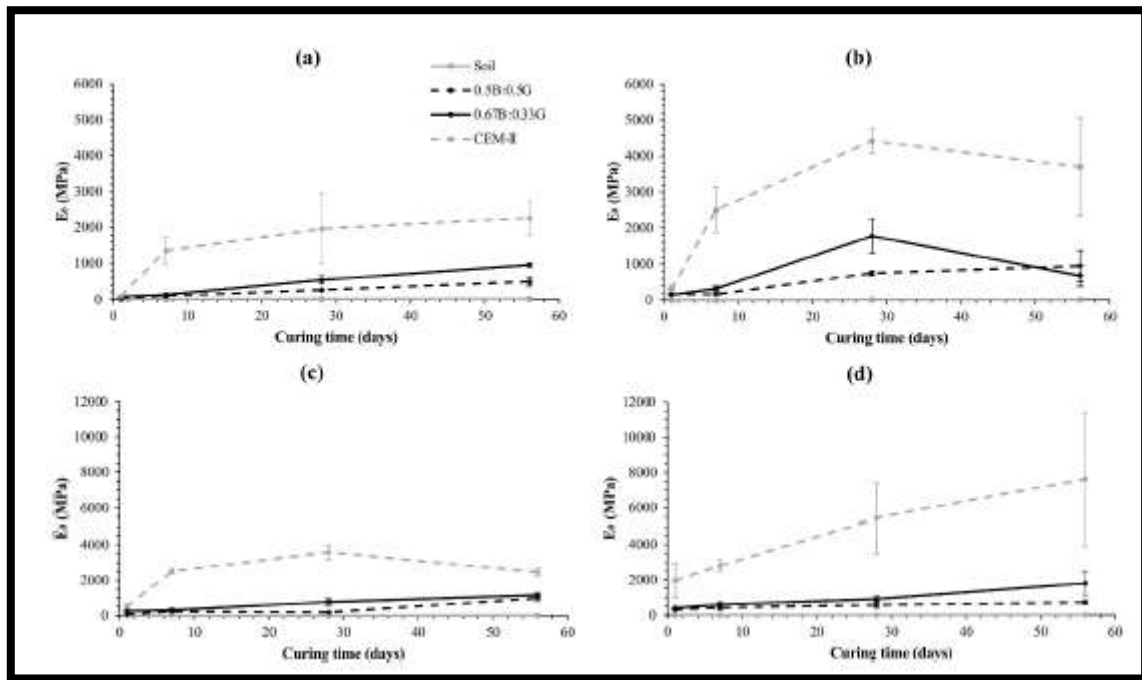


Figure 7 : Évolution des mesures initiales du module de Young pour les mélanges alluviaux non traités, stabilisés CEM- II et STSB-GGBS : (a) H, 7.5% de liant; (b) H, 10%, (c) M, 7.5%, (d) M, 10%. (J. Gonzalez et al., 2021).

Réactivité VA :

La figure 8 montre la faible réactivité de dissolution du VA à température ambiante, 25 °C. Comme observé, seulement ~ 18 % du matériau a été dissous après agitation à 8 M (NaOH) pendant 32 h, et plus aucune dissolution n'a été observé par la suite, Figure 8a. Cependant, l'augmentation des températures a augmenté à la fois la quantité et la vitesse de dissolution, c'est-à-dire la fraction dissoute dans 1 h à 65 °C est presque similaire à celle dissous pendant 256 h à 25 °C, figure 8b. La fraction dissoute a encore augmenté jusqu'à ~ 35 % en poids à 105 °C pendant 1h. Cela est dû à l'énergie cinétique plus élevée du système, qui facilite la rupture des molécules de soluté par le solvant.

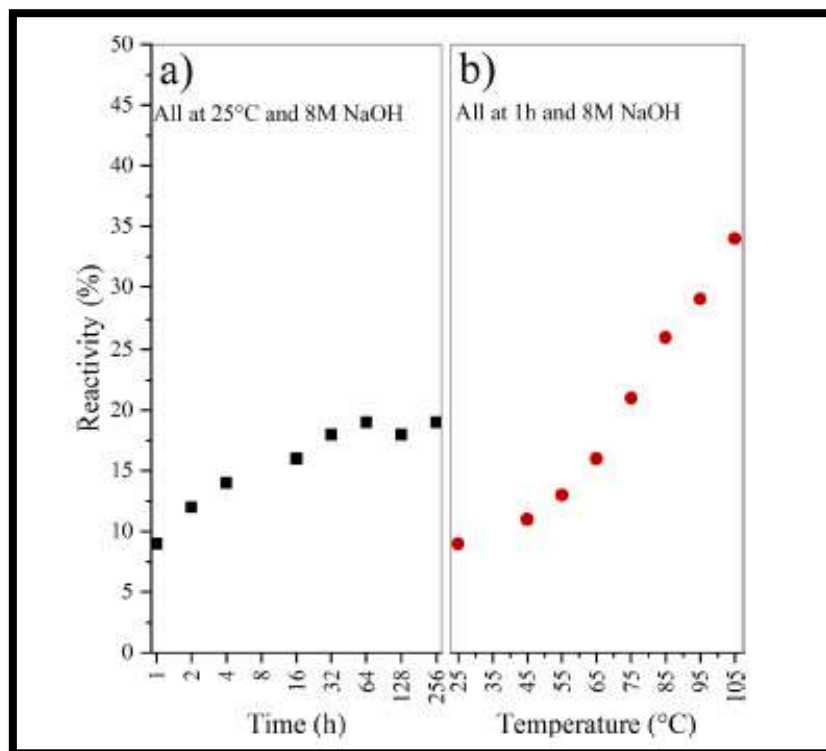


Figure 8 : Quantification de la phase réactive de VA (a) pendant 1 à 256 h à une température constante de 25°C, (b) à différentes températures de 25 à 105 C pendant 1 h. (P. Ghadir et al., 2021).

Résistance au cisaillement :

La figure 9 présente la résistance maximale au cisaillement et la teneur en eau des échantillons d'argile non traités et traités, durcis dans différentes conditions de durcissement de DC, OC et SC testés à 1 et 28 jours. L'augmentation de la teneur en eau de 1 à 14 % et plus a réduit la résistance au cisaillement de l'échantillon argileux de manière significative. Cet effet a été observé chez les deux échantillons, traités et non traités.

CHAPITRE 1: revue bibliographique.

Pour étudier la contribution du liant sur la résistance au cisaillement des sols, la teneur en eau des échantillons a été maintenue presque constante pendant chaque condition de durcissement. Comme prévu, la résistance au cisaillement a été augmentée avec une teneur en liant plus élevée à mesure que le liant augmente la force de cohésion entre les particules du sol. Cependant, en raison de la faible teneur en liant par rapport au sol, une agrégation de la petite particule en grappes de plus grande taille s'est produite, voir [Figure 10](#). A cet effet, les charges externes ont été principalement soutenues par les grosses particules, qui étaient étroitement liées au mouvement des particules fines pour former la capacité de charge du matériau en vrac. Ce mécanisme se manifeste par une augmentation de la fragilité des sols traités à plus forte teneur en liant, voir [figure 9b](#).

La résistance au cisaillement a augmenté avec le temps pour les deux liants, cependant, avec des taux différents en fonction des conditions de durcissement. Chez DC, les deux géopolymères et CEM1 ont montré une résistance au cisaillement comparable. C'était inattendu, car des échantillons de géopolymère similaires ont montré une résistance de compression plus élevée que CEM1 à des températures plus élevées. Cette différence est due à l'effet dominant du confinement sur la performance de cisaillement du sol par rapport à la résistance à la compression uni-axiale. Par conséquent, une résistance au cisaillement et rigidité plus élevée ont été enregistrées pour tous les échantillons avec confinements verticaux. Cela est dû à une force requise plus élevée pour réorienter la structure dense du sol qui s'est intensifiée avec les effets de liant, voir [figure 9c](#). À OC, les échantillons CEM1 ont montré une résistance considérablement améliorée après 28 jours par rapport à leurs compartiments géopolymères. Ici, une humidité suffisante aide à compléter l'hydratation au fil du temps. La réactivité de l'AV est faible à 25 °C et n'augmente pas considérablement avec le temps. Chez SC, la résistance au cisaillement du sol traité est fortement réduite pour les deux types de liant car la force de répulsion due au gonflement des particules de sol surmonte les effets de liaison.

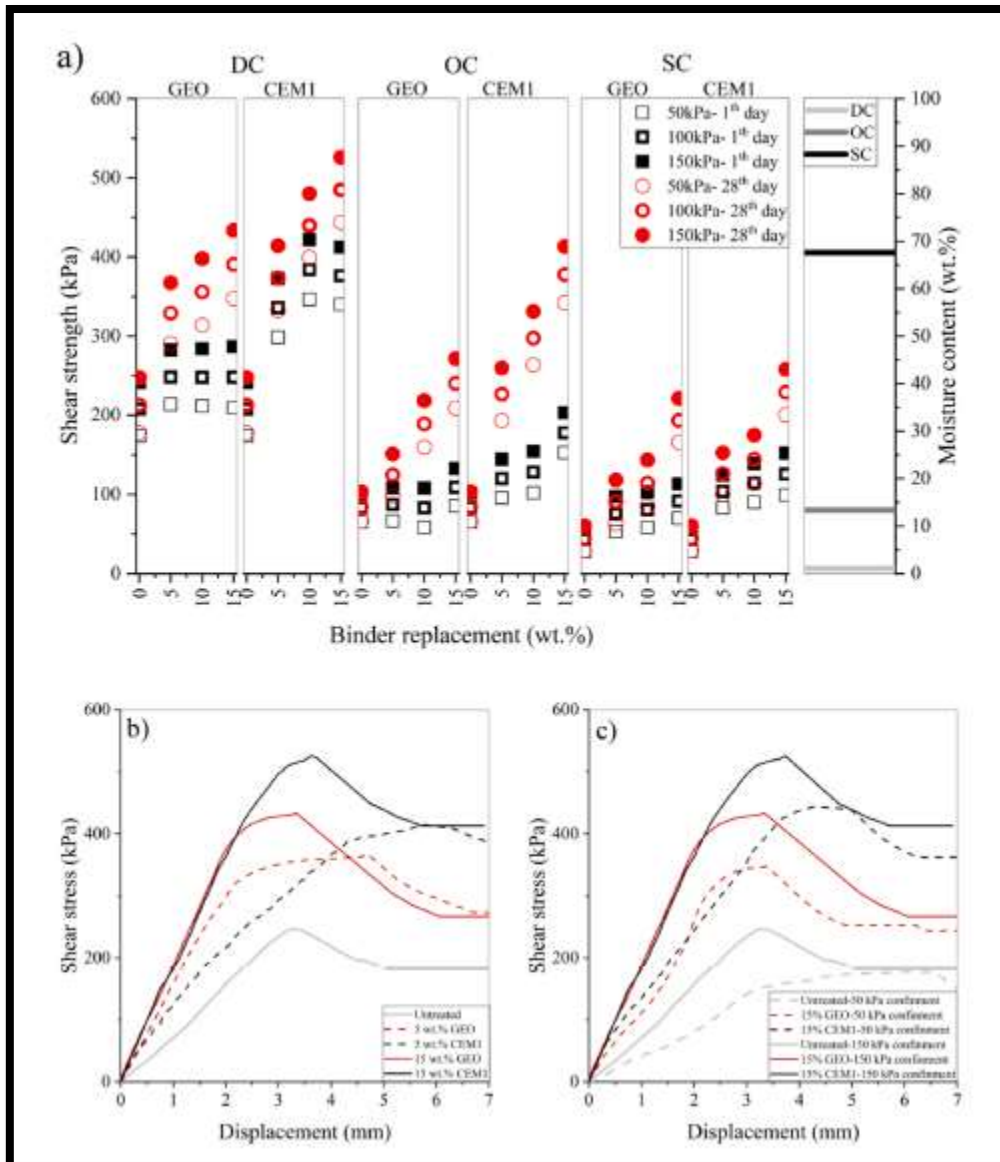


Figure 9 : (a) résistance maximale au cisaillement et teneur en eau d'échantillons de sol non traités et à l'aide de géo-polymères et de CEM1 avec différentes teneurs en liant (0 à 15%), conditions de durcissement (condition DC, OC et SC) et durée de durcissement de 1 et 28 jours ; (b) et (c) courbe contrainte-déplacement d'échantillons de sol traités et non traités en utilisant le géo-polymère et le CEM1 avec des teneurs en liant et des confinements différents, respectivement. Tous guéris à DC pendant 28 jours. (P. Ghadir et al., 2021).

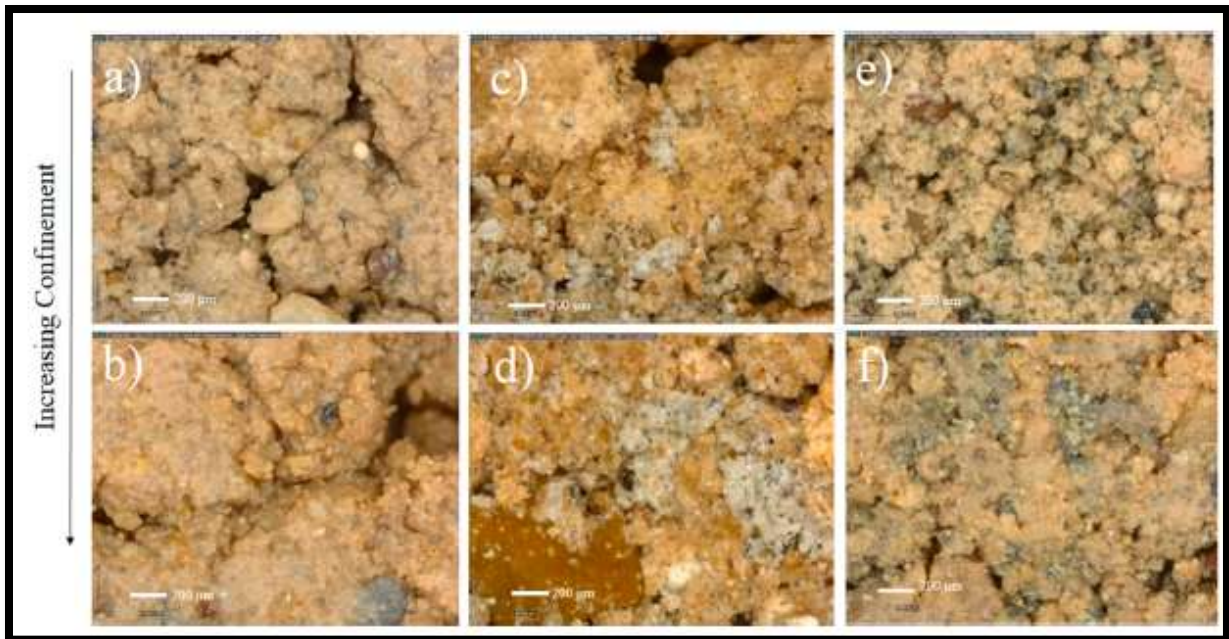


Figure 10: Images optiques de l'agrégation de (a), (b) non traité, (c), (d) 15% en poids de géopolymère, (e), (f) 15% en poids d'échantillons d'argile traités au CEM1 le 28eme jour de durcissement a l'état de durcissement DC. (P. Ghadir et al..2021).

Cohésion et angle de frottement

Pour mieux savoir sur le comportement au cisaillement du sol deux composants sont nécessaires; cohésion ou liaisons physico-chimiques et frottements interparticulaires.

La cohésion globale est due à la combinaison de l'aspiration matricielle et une cohésion efficace. Le premier fait la promotion grâce à la combinaison de la pression interstitielle négative et de la tension superficielle dans le film d'eau, tandis que ce dernier résulte de liaisons interparticulaires (attractions physico-chimiques), y compris le scellement et l'adhérence en raison du compactage et attractions électrostatiques [Al-Shayea Naser A. 2001]. Le frottement interne dépend principalement de la contrainte normale agissant sur la surface de rupture et des propriétés géométriques des particules. La variation de la cohésion et angle de frottement des éprouvettes soumises à différentes conditions de durcissement à différents âges sont illustrés à la figure 11. À DC, la rareté de l'eau provoque des forces capillaires et d'aspiration élevées comme facteurs dominants dans le contrôle de la cohésion au sein de la matrice non traité [Aluko OB 2000]. L'augmentation de la teneur en eau de DC à OC augmente la distance entre les particules d'argile et, ainsi, diminue l'attraction électrostatiques (les forces de van der Waals) [Al-Shayea Naser A. 2001]. C'était observé comme une réduction à la fois de la cohésion et de l'angle de frottement des échantillons. À une teneur en eau plus élevée, SC, l'aspiration capillaire était complètement perdue, et la cohésion a diminué de manière significative [Al-Shayea Naser A. 2001].

De plus, la formation d'une couche contractile entre les particules de sol réduit les forces de frottement [Alonso EE,2010].

En présence des liants, la cohésion effective du sol traité est aggravée par l'adhérence des liants et des particules de sol [Lian B,2019]. La cohésion est affectée les réactions chimiques du liant à différentes conditions de durcissement. Par conséquent, pour les deux liants, la

cohésion des sols traités s'améliore en augmentant le liant en fonction du temps. Cependant, une cohésion plus élevée a été observée dans les échantillons incorporés dans le CEM1, en particulier là où la quantité d'eau était inférieure. Les deux liants ont montré presque le même comportement sur l'angle de frottement. Par exemple, à DC, l'angle de frottement des échantillons traités est resté constant à 34-41°, indépendant du contenu et du type de liant. Cela peut être dû à la teneur élevée en liant utilisé dans cette étude par rapport à la quantité minimale de liant nécessaire pour former une agrégation, modification de la structure du matériau en vrac et augmentation de l'angle de frottement. Une augmentation similaire de l'angle de frottement a été observée par d'autres chercheurs en augmentant la taille des particules du sol [Wei Yujie,2015].

La figure 12a montre qu'une augmentation de la teneur en activateur accélère le développement de la résistance dans toutes les conditions de durcissement car un nombre plus élevé des particules ont été exposées à l'environnement d'activation [Guo Xiaolu,2010]. L'augmentation de la teneur en activateur au-dessus d'une valeur spécifique a eu un effet indésirable sur la résistance mécanique du sol en raison d'un mauvais compactage [Cristelo Nuno,2012]. De plus, la figure 12b montre qu'une concentration plus élevée de la solution d'activation améliore la résistance au cisaillement à long terme des éprouvettes, ce qui est associé à la dissolution plus élevée de VA.

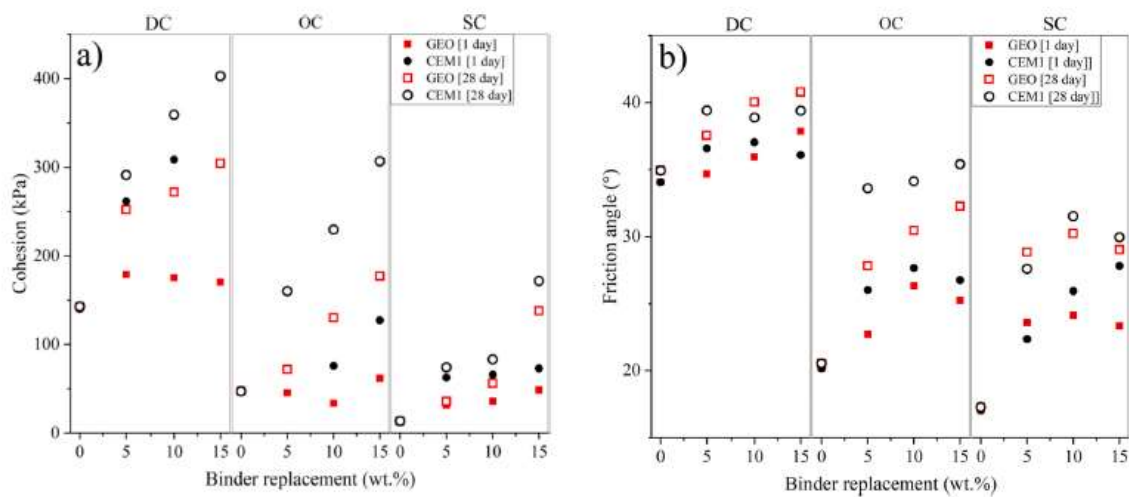


Figure 11 : (a) Cohésion et (b) angle de frottement des échantillons de sol non traité et traité utilisant du géopolymère et du CEM1 avec différentes teneurs en liant (0 à 15 % en poids), conditions de durcissement (conditions DC, OC et SC) et durée de durcissement de 1 et 28 jours.

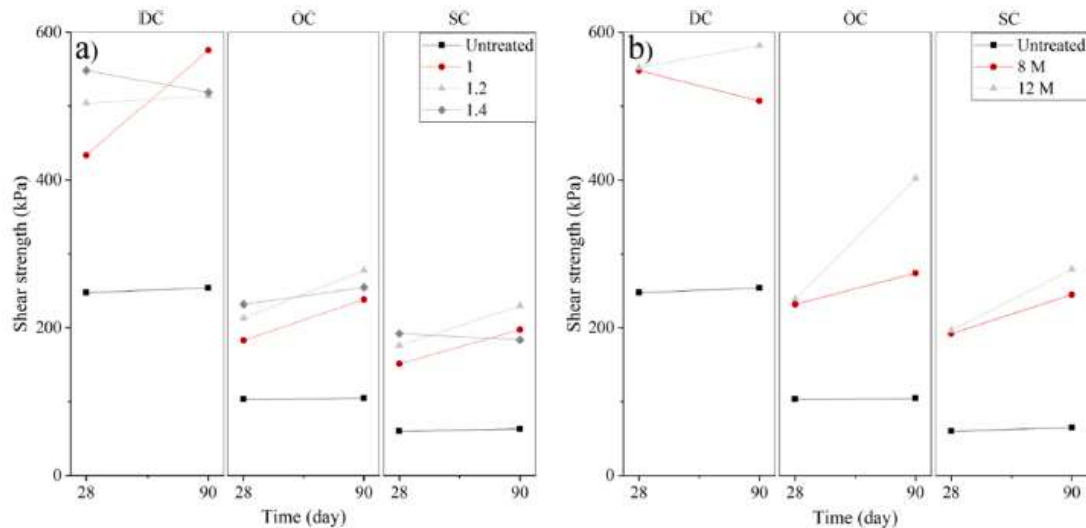


Figure 12 :(a) Effet de la teneur en activateur et (b) concentration d'hydroxyde de sodium sur la résistance au cisaillement d'échantillons de sol non traités et traités en utilisant un géopolymère à Conditions de durcissement OC et SC et durée de durcissement de 28 et 90 jours. Le confinement vertical était de 150 kPa pour tous les échantillons.

Discussion générale sur le comportement au cisaillement du CEM1 et du géopolymère:

L'augmentation de la teneur en eau réduit la force capillaire et la contrainte normale sur la surface de rupture potentielle de la masse du sol, ce qui conduit à une dégradation de la résistance au cisaillement. Ce phénomène est important dans les sols argileux en raison de leurs charges ioniques intercalaires, qui fournissent la base de l'adsorption d'eau [Martin RT.1962]. L'épaisseur de la couche de l'eau adsorbée est de ~ 1 à 2,2 nm et formée à une plage de teneur en eau de ~ 15 à 25 % en poids. Ces valeurs dépendent de la charge de couche, les cations inter-couches, les propriétés du liquide adsorbé et la taille des particules, et température ambiante [Villar MV,2004]. La répulsion entre les particules d'argile gonflées élimine le frottement contacts observés à l'état sec, ceci arrive en présence d'eau. Voir la figure 11b, où l'angle de frottement de l'argile non traitée est considérablement réduit à une teneur en eau de l'OC. Augmenter la teneur en eau au-delà de la limite de plasticité n'influence pas beaucoup sur la résistance au cisaillement et l'angle de frottement du sol, figure 9a et 11b [Yong R.1999].

Selon le critère de Mohr, un matériau cède lorsque son cercle de contrainte est tangent à l'enveloppe de rupture. Le cisaillement est le principal état de contrainte provoquant la rupture dans les solides de friction cohésifs, tels que les sols argileux. À cette fin, une résistance au cisaillement plus élevée est observée à un confinement plus élevé, voir figure 9c. Quand le confinement est faible, la structure du sol devienne poreuse et les particules se déplace librement, lorsque le confinement est augmenté on obtient une structure compacte avec une interaction de friction élevée qui limite la dislocation des particules.

Lorsqu'on utilise un liant, la résistance au cisaillement augmente car une énergie plus élevée est nécessaire pour casser les liaisons interparticulaires. Cela a été démontré par l'augmentation dans la cohésion des éprouvettes traitées, voir figure. 11a. En plus de liaisons inter-particulaires, le liant modifie la structure de la masse argileuse par l'agrégation des

particules d'argile qui augmente le frottement dans la masse en vrac. L'effet du confinement sur la résistance au cisaillement est visible sur la [figure 13b](#).

La performance d'un sol stabilisé soumis au cisaillement n'est pas nécessairement similaire à celle de la compression à différentes conditions de durcissement. La résistance à la compression uniaxiale du sol traité dépend principalement de la force du liant. Par conséquent, une résistance à la compression élevée est observée pour les échantillons de géopolymère durcis à chaud et à sec dans un environnement humide pour CEM1. Cependant, la résistance du sol est très influencé par le confinement vertical, et par conséquent, la tendance observée pour la compression uniaxiale n'était pas la même pour le cisaillement. Une tendance similaire de la résistance au cisaillement, l'angle de frottement et la cohésion ont été observés pour les deux géopolymère et CEM1 à DC. De plus, comme le contenu du liant n'est pas assez pour couvrir toutes les particules d'argile, la force de répulsion, due à la formation de la couche adsorbée, a contrôlé le comportement des sols traités à haute teneur en eau. Cependant, les échantillons CEM1 ont montré un comportement amélioré à OC, qui fournit suffisamment de liens pour surmonter la force de gonflement des argiles à de telles teneurs en eau, [figure 13c](#). Cette résistance devrait se développer au fil du temps pour le géopolymère à base de VA en raison de la lenteur de la réaction à basse température.

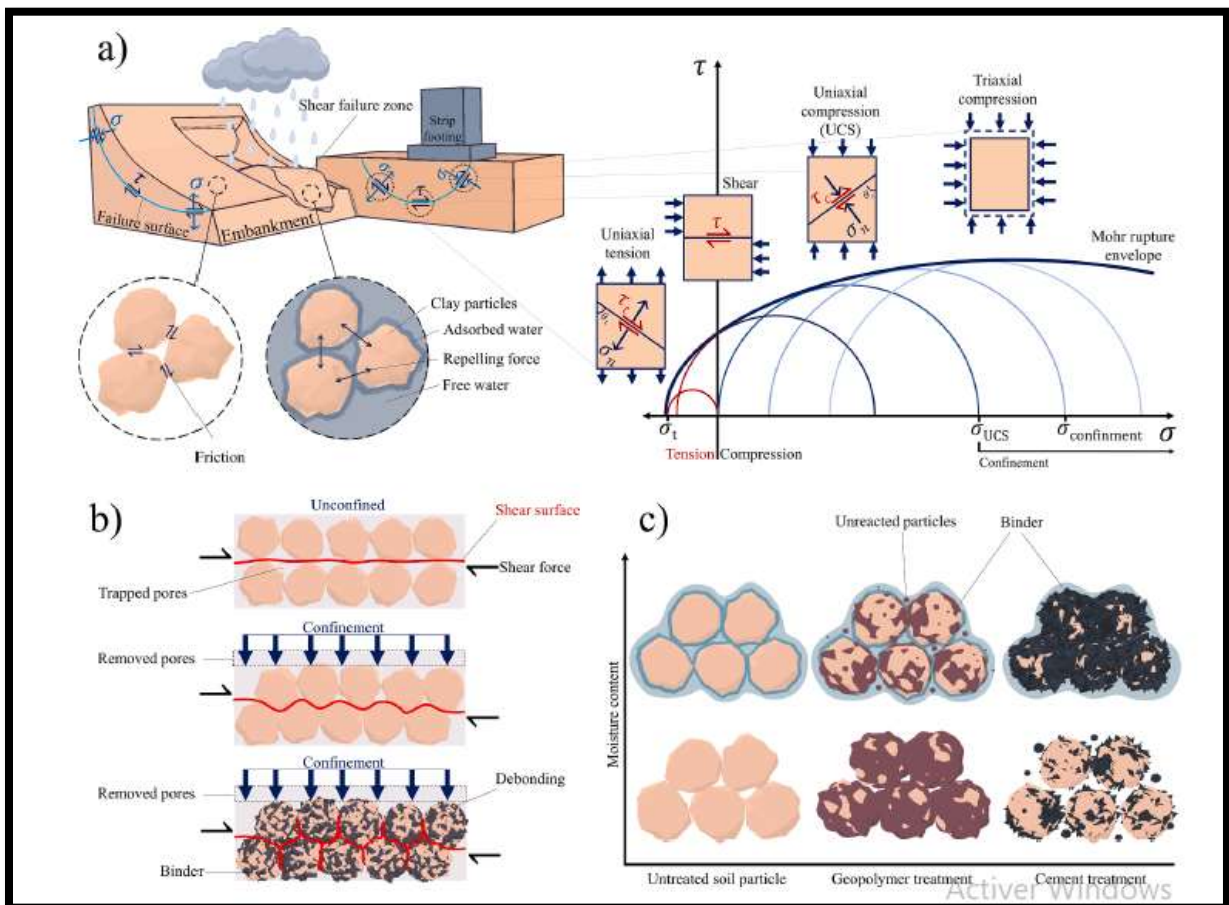
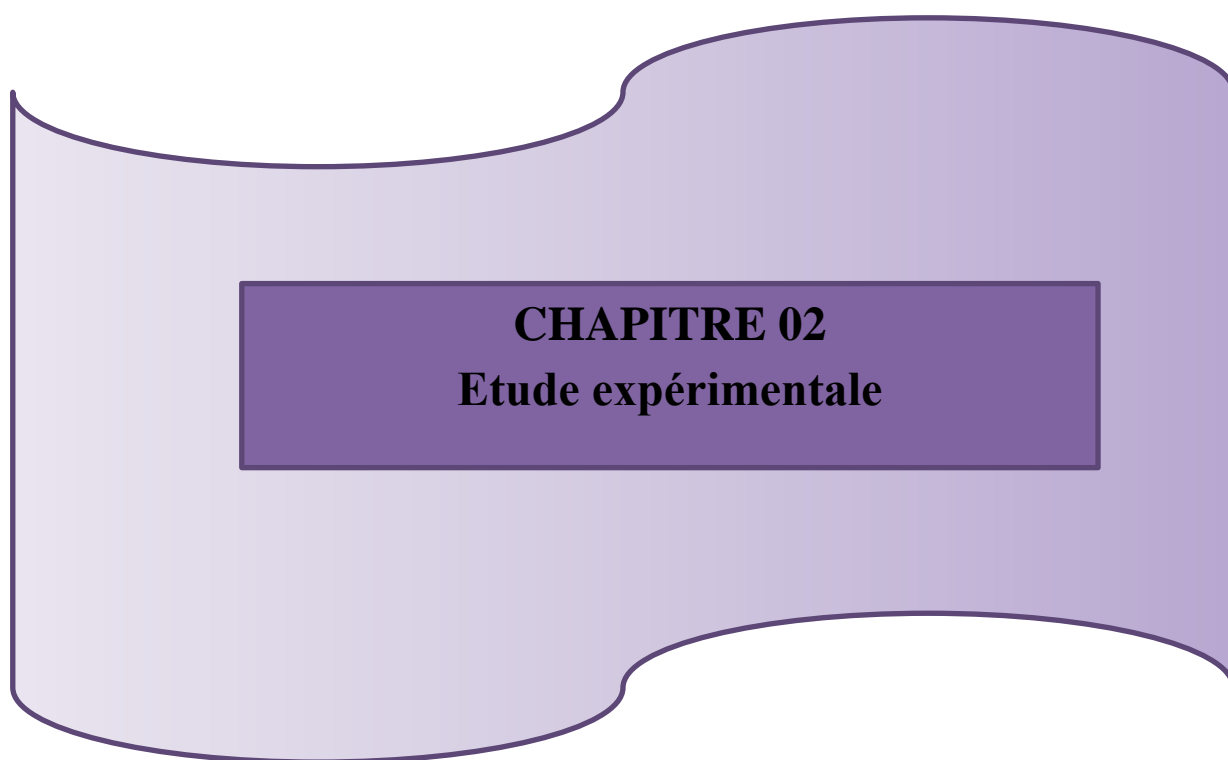


Figure 13 : Diagramme schématique de (a) la distribution des contraintes aux surfaces de rupture des profils géotechniques, (b) l'effet de confinement sur le développement de la surface de cisaillement dans les zones non traitées et sol traité, (c) performance des liants dans différentes conditions de durcissement.

CHAPITRE 1: revue bibliographique.



3 CHAPITRE 2, Etude expérimentale :

3.1 Introduction :

L'étude expérimentale est faite pour étudier l'influence des ajouts tels que le laitier sur les caractéristiques géométriques de notre sol, l'étude a été réalisée au laboratoire «LCTP» de la wilaya de BOUIRA.

3.2 Matériaux utilisés :

3.2.1 Le sol :

Le sol utilisé dans cette étude vient d'un glissement de terrain de la région d'hôtel NASSIM côté Nord-Sud de BOUIRA. Il a été extrait à une profondeur d'environ 2 à 3m les prélèvements d'échantillons effectués par le biais d'une pelle mécanique. Après l'extraction, le sol a été placé dans des sachets en plastique et transporté au laboratoire pour préparation et exécution des essais géotechniques d'identification et de caractérisation. Sa classification a été déterminée suivant les normes.

Le matériau a été livré en vrac au laboratoire, sous forme d'un mélange de blocs de dimensions variées. Donc, pour sa préparation aux différents essais projetés, un broyage des blocs d'argiles était nécessaire, l'échantillon est tamisé au tamis 10 mm Ainsi, on obtient un sol avec $D_{max} = 10$ mm pour réaliser les essais tel que l'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentation, détermination des limites d'atterberg, la teneur en eau, mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène ; et Proctor.

Pour le sol avec un $D > 10$ mm le sol est mis dans l'eau pour une durée de 24h, pour ensuite laver les grains et enlever les argiles résidus, et le placer à l'étuve 24h à une température de 60°C, ce sol est utilisé pour l'analyse granulométrique.

3.2.2 Les ajouts :

Le laitier :

Les laitiers de haut-fourneau (LHF) sont des sous-produits de la sidérurgie. Ils sont générés au cours de la production de l'acier, lors de l'étape de l'élaboration de la fonte à partir de minerai de fer. Selon le processus de refroidissement du laitier en fusion, on distingue deux familles ; le laitier cristallisé, obtenu par un refroidissement lent qui le transforme en une roche dure artificielle et chimiquement stable; et le laitier vitrifié, obtenu par un refroidissement brutal, généralement à l'eau, qui lui confère une structure vitreuse lui permettant de développer des propriétés analogues à celles du ciment.

Notre laitier est d'abord broyé, ensuite tamisé au tamis $80\mu\text{m}$, pour obtenir des particules fines, le tamis utilisé est présenté sur la figure suivante :



Figure 14: Laitier tamisé au tamis $80\mu\text{m}$.

3.3 Programme des essais au laboratoire :

3.3.1 L'analyse granulométrique par tamisage de sol témoin :

Une donnée importante permettant la caractérisation d'un sol est la courbe granulométrique exprimant la distribution de la taille des grains qui constituent un sol. Dans le laboratoire, cette courbe est déterminée par essais de tamisage et de sédimentation. L'essai est effectué selon la norme [NF P94-056](#). L'analyse granulométrique par tamisage ($D \geq 0.08\text{mm}$) consiste à séparer et classer à l'aide des tamis les grains selon leurs diamètres par une colonne de tamis à dimensions de mailles décroissantes ([figure 15](#)). Les gammes granulométriques ainsi isolées sont pesées pour déterminer la proportion en masse de chacune dans le sol étudié. On appelle, Refus, matériau qui est retenu sur le tamis et Tamisât (ou passant), matériau qui passe à travers le tamis.



Figure 15 : Série de tamis.

L'échantillon doit être préparé suivant les prescriptions de la norme P 94-056. La masse M de l'échantillon pour essai doit être supérieure à $0,2 D$, avec M exprimé en kilogrammes et D plus grande dimension spécifiée en millimètres. La masse utilisée est donnée par la formule suivante :

$$200 D \leq M \leq 600 D$$

Avec : D : dimension du plus grand élément (mm)

M : le poids de l'échantillon (g)

On prend $M = 7163.5$ (g)

Comme en commence toujours par faire passer l'échantillon dans une étuve à 50°C pendant 24h jusqu'à ce que son poids soit devenu constant, et pour ne pas faire éclater les grains contenant de l'eau. Ensuite on commence l'exécution de l'essai, on procède d'abord à emboîter les tamis utiliser les uns sur les autre dans un ordre croissant des bas en haut, le dessous set récipient fon plein (pour recueillir les éléments fines), et le dessus est un couvercle pour éviter la dispersion des poussières, et après avoir verser le matériau sur le tamis supérieur et mètre le couvercle on commence à agiter manuellement cette colonne des tamis comme on commencera à repartir le matériau sur les déférent tamis, on commence par celui qui a la plus grande ouverture en adoptant un fond et un couvercle. Agiter ce tamis horizontalement en le tenant d'une main et en le frappant contre d'autre main, on brossera de temps à autre la face inférieure des tamis contenant des éléments fins d'une manière générale. Et à la fin d'un tamisage on pèse le refus du tamis ayant la plus grande maille (on considère qu'un le tamisage est terminer lorsque le refus ne se modifie pas de plus de 1% en une minute de tamisage) soit « R_1 » la masse de ce refus. On répète la même opération avec le tamis immédiatement inférieur, ajouter le refus obtenus à « R_1 » et peser l'ensemble. Soit « R_2 » la

CHAPITRE 2, étude expérimentale

masse des deux refus cumulé, on poursuit la même opération avec tous les tamis de la colonne pour obtenir la masse des différents refus cumulés « R_1 , R_2 , R_n ».

Le refus maximum admissible sur chaque tamis doit être inférieur à : 100 g si $d < 1$ mm, 200 g si d compris entre 1 et 4 mm et 700 g si $d > 4$ mm. Si après essai, les résultats montrent qu'un (ou plusieurs) tamis a (ont) été surchargé(s), l'essai doit être refait manuellement à partir de ce tamis.

Les résultats :

M_s : masse sèche totale.

M_h : masse passant au tamis d_c .

M_{h1} : masse humide.

M_{s1} : masse sèche.

R_c : désigne la masse des refus cumulés sur le tamis d'ouverture d_c ;

b : désigne le facteur d'échantillonnage pour la fraction granulométrique (0, d_c) :

$$b = m_h / m_{h_2}$$

$$b = 3948.9 / 1389.3 = 2.84 \%$$

R : désigne les refus cumulés de matériau sec sur les tamis d'ouverture $d \leq d_c$

Pourcentage massique des passants ;

Le pourcentage massique des passants est : $p = 100 (1 - R / M_s)$.

Pourcentage massique des refus :

Le rapport entre la masse R des refus cumulés de matériau sec sur le tamis d'ouverture d à la masse totale initiale de l'échantillon de sol sec (M_s) fournit le pourcentage de refus :

$$(100 - p) = 100 R / M_s$$

$$M_s = R_c + M_h \times m_{s1} / M_{h1}$$

$$M_s = 1480 + 3948.9 \times 1317.9 / 1325.7 = 5405.67 \text{ g}$$

Le refus équivalent sur le tamis d'ouverture d avec $d \leq d_c$ est :

$$R = R_c + b \times r_i$$

$$\text{Avec } R_c = 1480 ;$$

Tableau 6: Résultats d'analyse granulométrique par tamisage.

Tamis (mm)	refus (g)		refus cumulé (g)	Pourcentage massique	
	ri	R		Refus cumulés r	Tamisas cumulés p
80		0.00	0.00	0.00	100
50		307	307	5.679	94.32
31.5		317	624	11.54	88.46
20		211	835	15.45	84.55
10		645	1480	27.38	72.62
5.0	129		2025.28	37.47	62.53
2.0	404		2627.36	48.60	51.39
1.0	516		2945.44	54.49	45.51
0.4	598		3178.32	58.79	41.20
0.2	645		3311.8	61.27	38.73
0.1	690		3439.6	63.63	36.37
0.08	695		3453.8	63.89	36.11

Les résultats sont présentés sous forme d'une courbe granulométrique qui permet de faire la classification du sol :

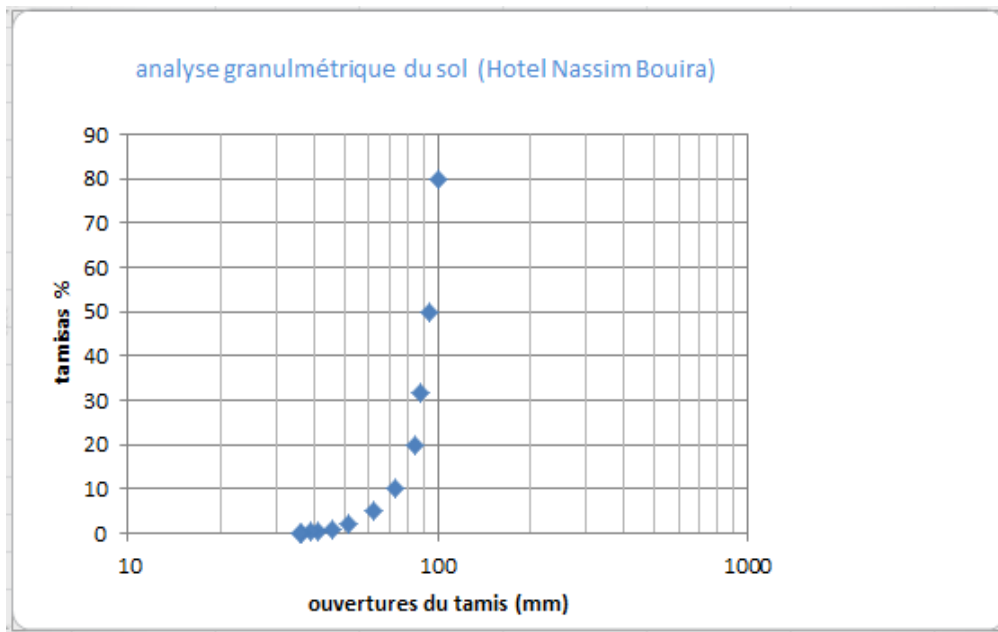


Figure 16: Courbe d'analyse granulométrique du sol témoin.

Pour bien définir notre sol, il faut calculer :

Le coefficient d'uniformité «Cu» de HAZEN : $Cu = D_{60}/D_{30}$

Le coefficient de courbure «Cc» : $Cc = (D_{30})^2/D_{60}.D_{10}$

D60 : dimension des particules telle que 60% du poids du sol à des dimensions inférieures à l'égale à D60.

D10 : définition identique correspondant à 10% du poids de sol.

D30 : définition identique correspondant à 30% du poids de sol.

Coefficient d'uniformité C_u

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on reconnaît cinq classes de granulométrie.

Tableau 7 : Classes de granulométrie de sols.

Coefficient d'uniformité	Classes de granulométrie
$C_u \leq 2$	Granulométrie très serrée.
$2 < C_u \leq 5$	Granulométrie serrée.
$5 < C_u \leq 20$	Granulométrie semi-étalée.
$20 < C_u \leq 200$	Granulométrie étalée.
$200 < C_u$	Granulométrie très étalée.

Coefficient de courbure C_c :

Si : ($1 \leq C_c \leq 3$) : le sol est dit bien gradué c'est-à-dire que sa granulométrie est bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière.

Si : ($1 < C_c > 3$) : granulométrie est discontinue, avec prédominance d'une fraction particulière, il est dit mal gradué.

Les sols bien gradués constituent des dépôts naturellement denses avec une capacité portante élevée. Ils peuvent être aisément compactés en remblais et forment des pentes stables.

Alors : on a $1 \leq C_u = 1 < 2$; $1 < C_c = 1.81 < 3$ donc : Notre sol est bien gradué c'est-à-dire que sa granulométrie est bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière, et a une granulométrie très serrée.

3.3.2 L'analyse granulométrique par sédimentation de sol témoin :

Cet essai a pour objectif la détermination de la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol. Selon la norme [NF P-94.057 VERSION MAI 1992](#).

Il s'applique seulement sur les éléments d'un sol naturel passant à travers le tamis à maille carrée de $80 \mu\text{m}$ d'ouverture. Les particules de taille inférieure à $1 \mu\text{m}$ ne peuvent cependant pas être différenciées par cet essai. L'analyse granulométrique par sédimentation est un essai géotechnique qui complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol, et qui peut être nécessaire à sa description et à sa classification.

L'essai utilise le fait que dans un milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des grains fins à très fins est fonction de leurs dimensions. La loi de Stokes donne, dans le cas des grains sphériques de même masse volumique, la relation entre le diamètre et leur vitesse de

CHAPITRE 2, étude expérimentale

sédimentation. Par convention, cette loi est appliquée aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalents des particules. Les particules inférieures à $80 \mu\text{m}$ séparées du sol sont mises en suspension dans de l'eau additionnée de défloculant. Les particules sédimentent à différentes vitesses selon leurs tailles. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale est calculée à partir de ces données.

Maintenant on passe à l'exécution de l'essai. Dans une salle d'essai dont la température doit être contrôlée, le tamis au tamis de $80 \mu\text{m}$ de l'échantillon de sol, préparé selon la norme [NF P 94-056](#), est recueilli avec son eau de lavage dans un bac. Le tout est mis décanter, une fois redevenue claire, l'eau du bac est siphonnée sans entraîner d'éléments fins, le bac et son contenu sont ensuite placés dans une étuve. Conventionnellement, l'évaporation de l'eau est considérée comme achevée si la masse du matériau contenu dans le bac ne varie pas de plus de $2/1000$ entre deux pesées successives effectuées immédiatement après la sortie de l'étuve. Sur le tamis séché, désagrégé avec le pilon dans le mortier puis homogénéisé, prélever une prise d'essai de $80 \text{ g} \pm 10 \text{ g}$.

Ensuite on effectue une imbibition de la prise d'essai en ajoutant 500 cm^3 du mélange et en gardant la température ambiante. La prise d'essai est dispersée dans la solution d'eau et de défloculant au moyen de l'agitateur mécanique qui doit fonctionner pendant 3 min minimum à $10\,000 \text{ tr/min}$.

Verser la suspension dispersée dans une éprouvette d'essai immédiatement après la fin de l'agitation mécanique, rincer le récipient ainsi que l'arbre et les palettes de l'agitateur avec de l'eau distillée ou déminéralisée. Le liquide de rinçage est recueilli dans l'éprouvette afin d'éviter de perdre une partie de l'échantillon de sol lors du transfert, compléter par de l'eau distillée ou déminéralisée dans une seconde éprouvette témoin et y plonger le thermomètre et le densimètre parfaitement propre. Agiter vigoureusement verticalement la suspension au moyen de l'agitateur manuel pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette, retirer l'agitateur manuel et déclencher au même moment le chronomètre : par convention il s'agit du début de l'essai. Plonger le densimètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre.

Pour la réalisation des mesures les lectures sont faites depuis le début de l'essai aussi longtemps que nécessaire, aux temps suivants en minutes : 0.5-1-2-5-10-20-40-80-240-1440. à chaque lecture la densité de la solution est notée à 0.0001 près et la température de l'eau se trouvant dans l'éprouvette témoin à 0.1°C près. Les trois premières lectures à 0.5, 1 et 2 mi, sont faites sans retirer le densimètre de la solution, à partir de la troisième lecture, retirer le

CHAPITRE 2, étude expérimentale

densimètre de la solution après chaque mesure, le nettoyer puis le plonger dans l'éprouvette d'eau distillée ou déminéralisée. À partir de la quatrième lecture (faite au temps $t=5$ min) plonger le densimètre avec précaution dans la solution au minimum 30 s avant la mesure.

Le matériel utilisé est présenté sur les figures suivantes :



Figure 17: Solution défloculante.

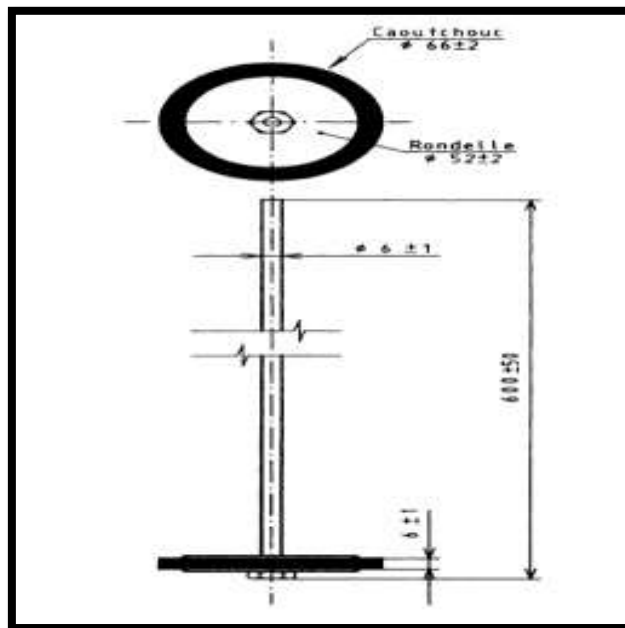


Figure 15: Agitateur manuel.



Figure 17 : Densimètre torpille.



Figure 18 : Sol après imbibition.



Figure 19 : malaxage de l'échantillon.



Figure 20 : Agitateur mécanique.



Figure 21 : Suspension versée dans l'éprouvette.

Les résultats de l'analyse granulométrique par sédimentation sont présentés sur le tableau 8 :

Tableau 8 : Résultats d'essai d'analyse granulométrique par sédimentation.

Horaires de lecture	Temps de lecture (min)	Lecture R	Temps T°	Correction	P %	P' %	D (μm)
12 : 02	30 s	20.5	34	1.16	-78,59578788	-73,69569697	
12 : 03	1	20.2	34	1.16	-78,61987879	-73,71978788	
12 : 05	2	20.0	34	1.16	-78,63593939	-73,73584848	
12 : 07	5	19.5	34	1.16	-78,67609091	-73,776	
12 : 12	10	18.0	34	1.16	-78,79654545	-73,89645455	
12 : 22	20	17.5	34	1.16	-78,83669697	-73,93660606	
12 : 42	40	16.5	34	1.16	-78,917	-74,01690909	
13 : 22	80	15.5	34	1.16	-78,99730303	-74,09721212	
16 : 02	4 h : 240	14.5	34	1.16	-79,07760606	-74,17751515	
12 : 02	24 h : 1440	13.5	29	1.16	-79,15790909	-74,25781818	

3.3.3 Détermination des limites d'atterberg pour le sol témoin :

Cet essai est réalisé selon la norme **NF P 94-051**, consiste à déterminer la limite de liquidité à la coupelle et la limite de plasticité au rouleau, l'essai s'applique seulement aux sols dans les éléments passant à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 μm . Les limites d'atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

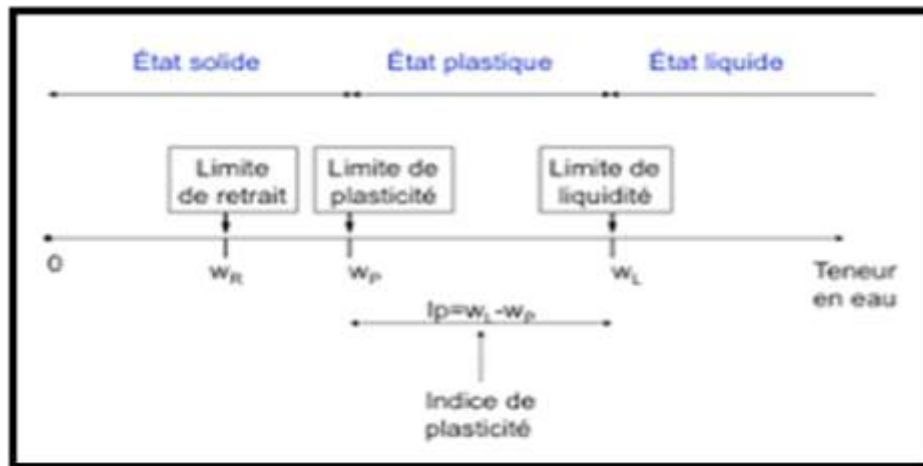


Figure 22 : Représentation des limites d'Atterberg.

L'essai s'effectue en deux phases ; recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposée se ferme lorsque la coupelle et son contenu sont soumis à des chocs répétés ; recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionnée manuellement se fissure. L'appareil représenté sur la figure suivante est nécessaire pour la détermination de limite de liquidité.



Figure 10 : Appareil de Casagrande.

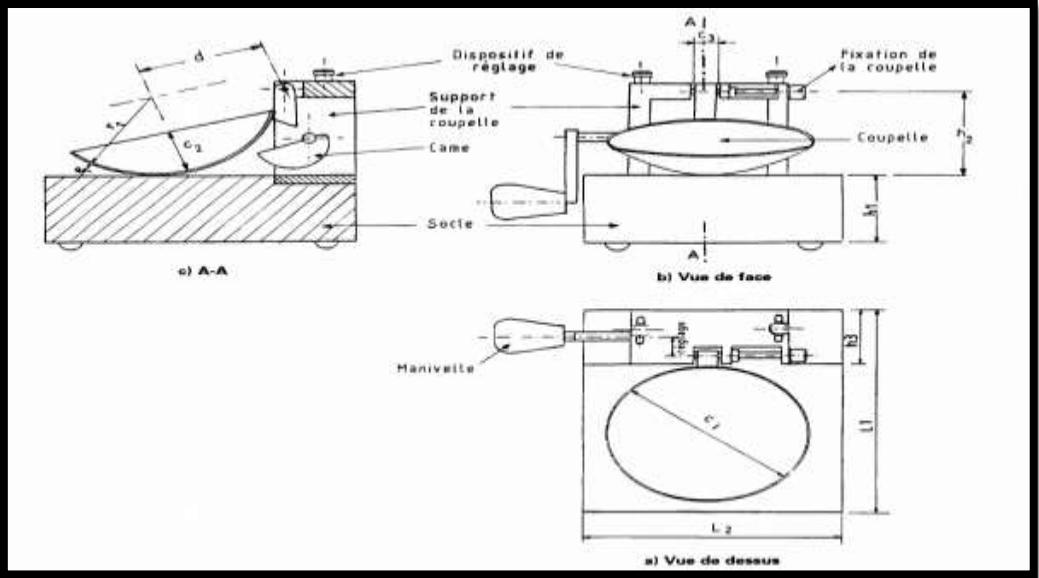


Figure 11 : Les composantes d'appareil de casagrande.

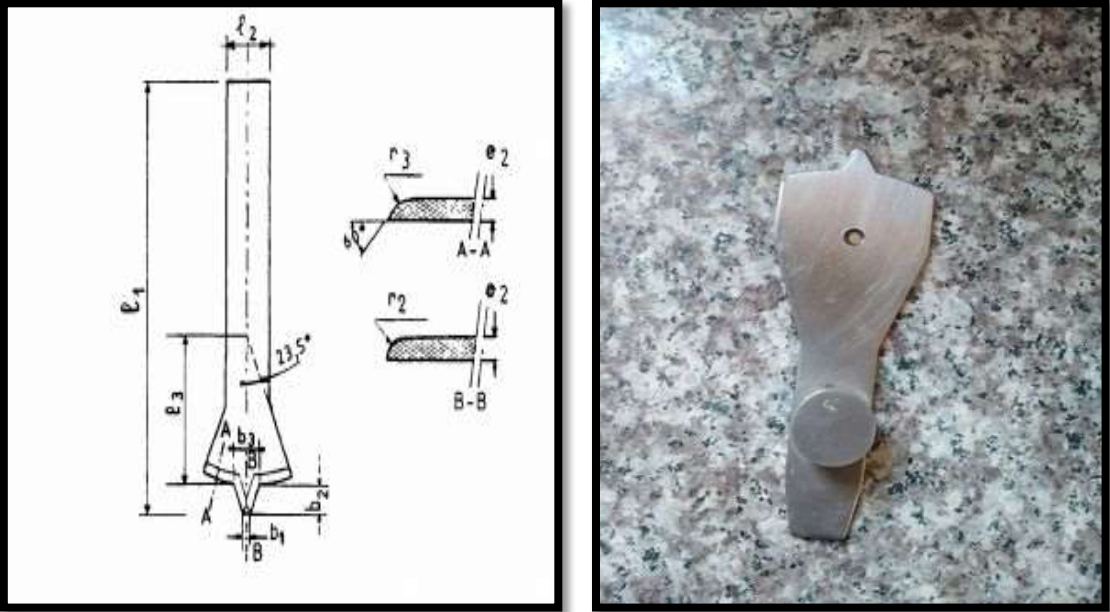


Figure 22 : Utile à rainurer.

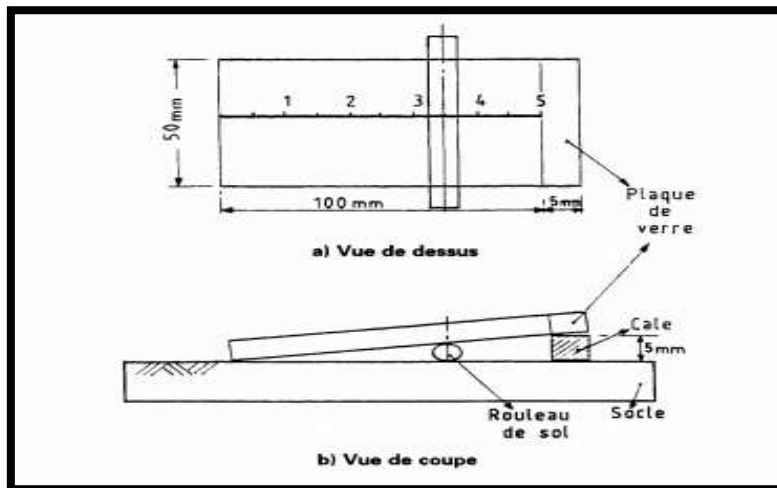


Figure 23 : Plaque de verre.

Après échantillonnage du sol et homogénéisation par brassage, une masse de matériau m est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins 24 h. Cette masse m , exprimée en gramme, doit être supérieure à 200 fois la dimension des plus gros éléments de sol appréciée visuellement et exprimée en millimètre. De même elle doit être telle que le tamisât au tamis de $400\ \mu\text{m}$ donne au moins 200g de particules solides. Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis de $400\ \mu\text{m}$. L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Après une durée de décantation d'au moins 12 h, sans aucun additif destiné à accélérer le dépôt ni sans utilisation d'un procédé quelconque de centrifugation, l'eau claire de bac est siphonnée sans entrainer de particule solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas 50°C .



Figure 24 : Décantation de l'eau.

Détermination de la limite de liquidité :

La totalité de tamisât est malaxé afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide. Remplir la coupelle au $\frac{1}{4}$ avec la pâte en utilisons la spatule. Nivelier soigneusement pour obtenir une épaisseur maximum de 10 mm et une surface parallèle à la surface du socle lorsque la coupelle est en contact avec ce dernier. On a réalisé une rainure centrale qui partage le sol en deux avec l'outil a rainurer tenu perpendiculairement à la surface de la coupelle comme représenter sur la **figure (25)**.



Figure 25 : Réalisation d'une rainure centrale.

On a fixé délicatement la coupelle sur le support métallique de l'appareil de Casagrande. A l'aide de la manivelle, on a imprimé à la coupelle une série de chocs régulière à raison de 2 chocs par seconde, on a noté le nombre de chocs qui correspond à la fermeture de lèvre de la rainure sur une longueur de 13 mm. On a utilisé l'extrémité non biseautée de l'outil a rainurer pour vérifier. La première fermeture doit se faire entre 30 et 40 chocs. Si l'échantillon est sec, la fermeture se fera pour un nombre de chocs plus élevé, on a ajouté un peu d'eau a l'échantillon et on a malaxé vigoureusement et reprendre les opérations 1-3.

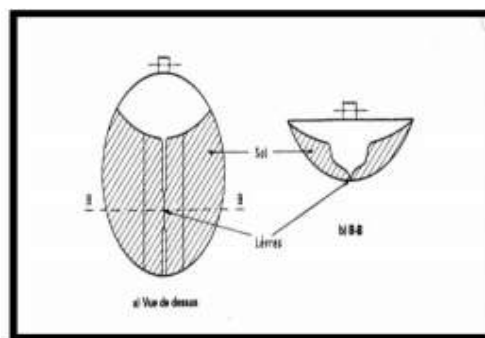


Figure 24 : Fermeture de la rainure.

CHAPITRE 2, étude expérimentale

On a prélevé à l'aide de la spatule environ 10 g de sol à l'endroit où les lèvres se sont refermées et procéder à la mesure de sa teneur en eau. Ensuite on a ajouté un peu d'eau au mélange (1 à 2 cc) et on a mélangé jusqu'à obtenir une pâte homogène.

Répéter les étapes 1-5. Avec le sillon devant se refermer entre 20 et 30 chocs.

Répéter les étapes 5-6. Avec sillon devant se refermer entre 10 et 20 chocs.

- Mesure de la teneur en eau.

Pour chaque mesure de la teneur en eau on a pesé ; la tare utilisée pour mettre le matériau, le matériau humide et soit son poids P_h , le matériau après étuvage et soit son poids P_s , puis on a calculé la teneur en eau : $W = (P_h - P_s) / P_s$.

Les Résultats obtenus par l'essai :

Masse de l'eau :

(Masse du sol humide +tare) - (Masse du sol sec +tare)

Exemple : $14.50 - 10.84 = 3.66$ g.

Masse du sol sec :

(Masse du sol sec) + (tare - Masse de la tare)

Exemple : $10.84 - 3.8 = 7.04$ g.

La teneur en eau :

Masse de l'eau / Masse du sol sec $\times 100$

Exemple : $3.66 / 7.04 \times 100 = 51.98$ %.

La moyenne :

La valeur de la première teneur en eau + celle du deuxième / 2

Exemple : $51.98 + 51.33 / 2 = 51.66$ %.

CHAPITRE 2, étude expérimentale

Les résultats de limite de liquidité du sol témoin sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau 9 : Résultats de limite de liquidité du sol témoin.

N° Essai	Essai 1		Essai 2		Essai 3	
Nombre de coups	19		27		35	
Masse de la tare (g)	3.8	4.4	3.9	3.6	3.7	4.2
Masse du sol humide +tare (g)	14.50	19.20	18.50	16.80	17.70	14.80
Masse du sol sec +tare (g)	10.84	14.18	13.78	12.53	13.31	11.54
Masse de l'eau (g)	3.66	5.02	4.72	4.27	4.39	3.26
Masse du sol sec (g)	7.04	9.78	9.88	8.93	9.61	7.34
Teneur en eau (%)	51.98	51.33	47.77	47.82	45.68	44.41
Moyenne	51.66		47.79		45.04	

- Limite de liquidité théoriquement :

On applique la formule suivante

$$\omega_l = \omega \cdot \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

Alors :

Essai 1 : $\omega_{l1} = 51.66 \%$

Essai 2 : $\omega_{l2} = 47.79 \%$

Essai 3 : $\omega_{l3} = 45.04\%$

On prend la moyenne : $\omega_l = (\omega_{l1} + \omega_{l2} + \omega_{l3})/3 = 48.16\%$

$$\omega_l \text{ théorique} = 48.16 \%$$

- Limite de liquidité graphiquement :

Pour tracer ce graphe $\omega = f(N)$ on aura besoin des résultats du tableau suivant :

Tableau 10 : la teneur en eau en fonction de nombre des coups (sol témoin).

N° Essai	1	2	3
W (%)	51.66	47.79	45.04
N	19	27	35

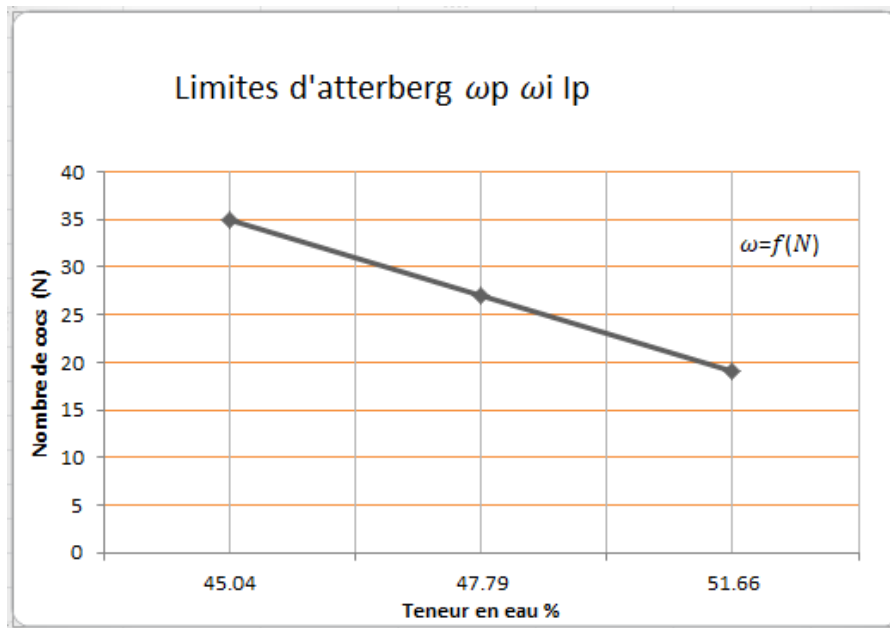


Figure 25 : Courbe représentatif de la teneur en eau en fonction de nombre de chocs (sol témoin).

Détermination de la limite de plasticité :

Former des boulettes à partir de la pâte déjà préparé, ensuite rouler les boulettes sur une plaque lisse, à la main ou à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm.

On a reformé les boulettes avec les fuseaux et répété l'étape précédente, jusqu'à ce que les rouleaux de 3 mm se cassent en morceaux de la 1 à 2 cm lorsqu'ils sont soumis à leur propre poids. Dans cette situation on dit que le sol atteint sa limite de plasticité.

On place les morceaux, ainsi obtenus de chaque rouleau brisé, dans une coupelle et déterminé leur teneur en eau. La limite de plasticité sera la moyenne des teneurs en eau de tous ces échantillons. la teneur en eau de chaque échantillon ne doit pas varier de plus de 1% des autres teneurs en eau trouvées sinon elle est écartée.



Figure 26 : Formation des boulettes sur une surface lisse.

Les résultats de l'essai sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau 11 : Résultats de limite de plasticité.

N° Essai	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Masse de la tare (g)	4.2	3.9	4.1
Masse du sol humide +tare (g)	7.1	7.4	8.1
Masse du sol sec +tare (g)	6.38	6.61	7.30
masse de l'eau (g)	0.72	0.79	0.80
Masse du sol sec (g)	2.18	2.71	3.20
Teneur en eau (%)	33.03	29.15	25.00
Moyenne	29.06		

Alors la teneur en eau est la moyenne de trois essais réalisés :

$$\omega_p = (\omega_{p1} + \omega_{p2} + \omega_{p3}) / 3$$

$$\text{Donc : } \omega_p = 29.06 \%$$

Calcul de l'indice de plasticité I_p

$$I_p = \omega_l - \omega_p$$

$$I_p = 48.16 - 29.06$$

$$I_p = 19.10 \%$$

Classification dans l'abaque de Casagrande :

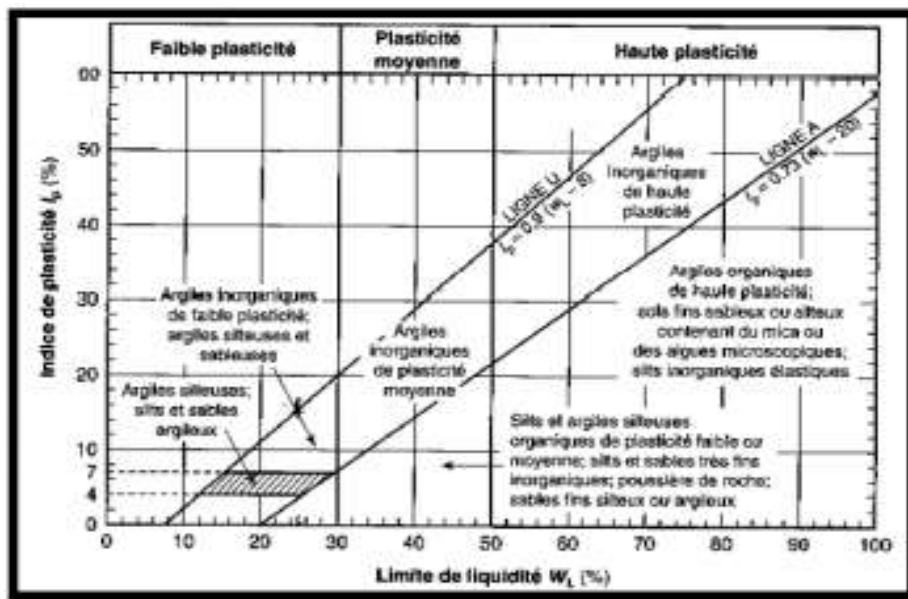


Figure 27 : Diagramme de plasticité d'après (Casagrande 1948).

D'après les limites d'Atterberg déterminée lors des essais précédents, on compare l'indice de plasticité dans le tableau de classification on interprète que le sol est un argile inorganique de plasticité moyenne.

3.3.4 Détermination des limites d'Atterberg pour le sol modifié :

Pour la réalisation de cet essai on suit les mêmes étapes précédentes avec une seule modification qui est l'ajout de 10% de laitier tamisé au tamis 80µm.

La masse total = 300g ;

La masse du sol = 270g ;

La masse du laitier = 30 g.

Les résultats de l'essai de limite de liquidité pour le sol modifié avec 10 % de laitier sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Résultats de limites de liquidité du sol modifié avec 10% le laitier.

N° Essai	Essai 1		Essai 2		Essai 3	
Nombre de coups	15		21		35	
masse de la tare (g)	3.9	3.8	4.2	3.9	4.2	4.1
Masse du sol humide + tare (g)	14.8	14.8	15.9	15.8	17.4	13.0
Masse du sol sec + tare (g)	11.1	11.4	12.1	12.1	13.0	10.2
Masse de l'eau (g)	3.7	3.4	3.8	3.7	4.4	2.8
Masse du sol sec (g)	7.2	7.6	7.9	8.2	8.8	6.1
Teneur en eau ω %	51.38	44.74	48.10	45.12	50.00	45.90
Moyenne	48.06		46.61		47.95	

- **Limite de liquidité théoriquement :**

On applique la formule suivante

$$\omega_l = \omega \cdot \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

Alors :

Essai 1 : $\omega_{l1} = 48.06 \%$

Essai 2 : $\omega_{l2} = 46.61 \%$

Essai 3 : $\omega_{l3} = 47.95 \%$

On prendre la moyenne : $\omega_l = (\omega_{l1} + \omega_{l2} + \omega_{l3})/3 = 47.54\%$

$$\omega_l \text{ théorique} = 47.54 \%$$

- **Limite de liquidité graphiquement :**

On trace le graphe : $\omega = f(N)$, avec les résultats obtenus, présenté sur le [tableau 13](#) :

Tableau 13 : La teneur en eau en fonction de nombre de coups (sol modifié avec 10% le laitier).

Nombre d'essai	1	2	3
Nombre de coups (N)	15	21	35
Teneur en eau ($\omega\%$)	48.06	46.61	47.95



Figure 28 : Courbe représentatif de la teneur en eau en fonction de nombre de chocs (sol témoin et sol modifié).

Le tableau présente les résultats de limite de plasticité :

Tableau 14 : Résultats de limites de plasticité du sol modifié avec 10% le laitier.

N° Essai	Essai 1		Essai 2		Essai 3	
Masse de la tare (g)	3.9	3.6	3.9	4.0	3.8	4.1
Masse du sol humide +tare (g)	5.5	5.0	5.3	5.1	5.2	5.6
Masse du sol sec +tare (g)	5.3	4.6	5.1	4.9	4.7	5.3
masse de l'eau (g)	0.2	0.4	0.2	0.2	0.5	0.3
Masse du sol sec (g)	1.4	1.0	1.2	0.9	0.9	1.2
Teneur en eau (%)	14.29	40.00	16.67	22.23	55.56	25.00
Moyenne	28.96					

Alors

$$\omega_p = (\omega_{p1} + \omega_{p2} + \omega_{p3})/3$$

$$\text{Donc : } \omega_p = 28.96 \%$$

Calcul de l'indice de plasticité I_p :

$$I_p = \omega_l - \omega_p$$

$$I_p = 47.54 - 28.96$$

$$I_p = 18.58 \%$$

L'influence du laitier granulé broyé sur les limites d'Atterberg : des échantillons traités et non traités ont été étudiée et les résultats sont donnés sur la [figure 29](#). Les échantillons traités avec le laitier ont montré une réduction de la limite de liquidé (ω_l), de l'indice de plasticité (I_p), et une réduction non significative de la limite de plasticité (ω_p).

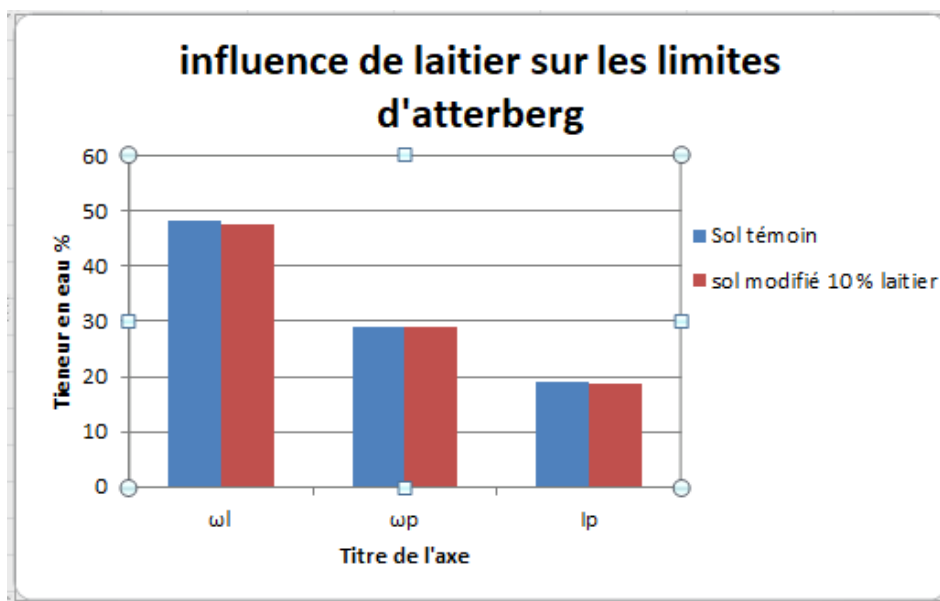


Figure 29 : influence de laitier sur les limites d'atterberg

Une étude similaire a été faite en 2018 par S. Zemouli & N. Chelghoum, ou ils ont utilisé le laitier granulé broyé seul et activé avec de la chaux hydratée, les résultats de comparaison sont présentés dans la figure suivante :

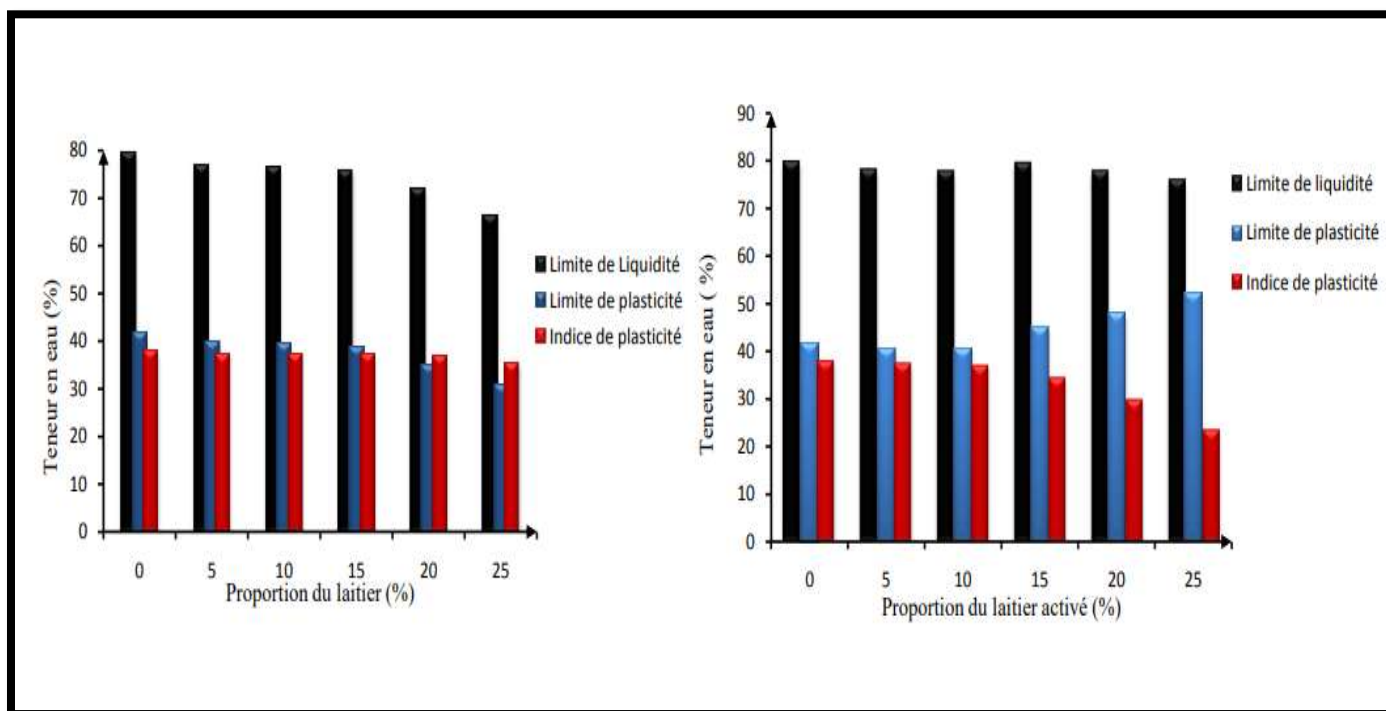


Figure 30 : Influence de laitier activé avec la chaux, et non activé sur les limites d'Atterberg. (S. Zemouli & N. Chelghoum 2018).

Donc d'après la [figure 30](#) on remarque qu'en augmentant le pourcentage de laitier seul la limite de liquidité et la limite de plasticité diminuent, l'indice de plasticité reste pratiquement invariable. D'après les auteurs cette réduction des limites d'Atterberg est essentiellement due à la translation des courbes granulométriques du sol traité au laitier vers le côté grossier due à l'augmentation des particules grossières et la réduction des particules fines.

Cependant, l'addition au sol du laitier de haut fourneau granulé broyé activé avec de la chaux hydratée conduit à une augmentation de la limite de plasticité et une légère diminution de la limite de liquidité, conséquences de la première réaction immédiate du séchage due au processus d'absorption et d'évaporation qui ont eu lieu. Par la suite, le processus rapide des réactions d'échange ioniques entre le laitier activé et les minéraux organiques du sol provoquent la floculation et l'agglomération des minéraux des particules fines du sol conduisant ainsi à une réduction de l'indice de plasticité du sol et une amélioration de son ouvrabilité.

3.3.5 Détermination de la teneur en eau :

La teneur en eau est un paramètre d'eau qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin, on a suivi la norme [ISO 17892-1-2014](#).

$$\omega = \frac{M_w}{M_d} \times 100 (\%)$$

CHAPITRE 2, étude expérimentale

M_w : Masse de l'eau dans le sol (échantillon) ;

M_d : Masse de l'échantillon sec.

(La teneur en eau est exprimée en pourcentage).

La perte d'eau d'un échantillon de matériau est provoquée par étuvage. Les masses de l'échantillon et de l'eau évaporée sont mesurées par pesage. L'échantillon de matériau est pesé, puis placé dans une étuve. Une fois la dessiccation réalisée, l'échantillon est pesé à nouveau. Les deux pesées donnent par différence la masse d'eau évaporée. La masse de l'échantillon sur laquelle est déterminée la teneur en eau est choisie en fonction des dimensions des éléments qu'il contient, elle doit être supérieure ou égale aux valeurs du tableau suivant :

Tableau 15 : masse minimale de matériau nécessaire pour déterminer la teneur en eau en fonction de la dimension des éléments passants à travers le tamis à maille carrée d'ouverture d_m .

Diamètre des particules D_{max} (mm)	0.063	2.0	10.0	31.5	63.0
Masse minimale de l'éprouvette humide	30	100	500	3000	21000

Pour la réalisation de cet essai un récipient muni du couvercle (M_c) a été pesé, après l'ajout de l'échantillon à l'état naturel dans le récipient, l'ensemble (échantillon + récipient), (M_1) a été également pesé. De préférence garder le fermé afin de garder l'humidité de l'échantillon. L'ensemble (échantillon + récipient) a été placé dans l'étuve avec Température réglée à (110 ± 5) °C une fois le récipient dans l'étuve n'oublier pas d'enlever le couvercle. Après 24h retirer le récipient avec le sol sec. Remettre le couvercle et peser (M_2) en utilisant la même balance. Finalement Déterminer la teneur en eau W exprimée en pourcentage.

Expression des résultats :

On a

M_c = Masse du récipient.

M_1 = Masse du récipient + Masse du sol humide.

M_2 = Masse du récipient + Masse du sol sec.

M_w = Masse de l'eau.

M_d = Masse de sol sec.

ω = Teneur en eau

AN :

CHAPITRE 2, étude expérimentale

$$M_c = 527.1\text{g}$$

$$M_1 = 1362.7\text{g}$$

$$M_2 = 1350.0\text{g}$$

$$M_w = (M_1 - M_2) = 12.7\text{g}$$

$$M_d = (M_2 - M_c) = 822.9\text{g}$$

$$\omega = \frac{(M_1 - M_2)}{(M_2 - M_c)} \times 100 = \frac{12.7}{822.9} \times 100 = 1.5(\%)$$

- Conclusion :

D'après le résultat notre sol est un sol très sec.

3.3.6 Mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène de sol :

La valeur de bleu de méthylène d'un sol (VBS) [NF P 94-068](#), mesure la capacité d'adsorption d'un sol ou d'un matériau rocheux. Elle constitue un des paramètres d'identification de la classification des sols décrite dans la norme [NF P 11-300](#).

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement des différentes quantités de bleu de méthylène e en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache, il faut savoir que l'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tâche.



Figure 31 : Agitateur mécanique + dispositif de dosage.

Préparation de l'échantillon :

Si le D_{max} du matériau est supérieure à 50 mm :

Prélever 10kg de sa fraction 0/50 mm, puis procéder comme indiqué ci-après

Si le D_{max} du matériau est compris entre 5 mm et 50 mm (notre cas) :

Prélever une masse 'm' du matériau humide tel que $m > 200D_{max}$ (m en gramme, D_{max} en millimètre). Séparer par tamisage et si nécessaire par lavage la fraction 0/5 mm contenu dans cet échantillon. Déterminer la proportion pondérale « C » de la fraction 0/5 mm (sèche) contenue dans le matériau (ou dans sa fraction 0/50 mm lorsque $D_{max} > 50\text{mm}$).

Puis procéder comme indiqué ci-après :

La première prise d'essai de masse **Mh1** est introduite dans le récipient 3000 cm³, mise en suspension dans (500±10) cm³ d'eau déminéralisée et dispersée à l'aide de l'agitateur à ailettes (vitesse (700±100) tr/min et positionné à 5mm environ du fond de récipient), au minimum durant 5 min et dans tous les cas jusqu'à disparition visuel de tous agglomérant de particules de sol dans la suspension ou de toute accumulation sur les bords de récipient.

La deuxième prise d'essai **Mh2**, volontairement réduite par rapport aux spécifications des normes de teneur en eau de chacune des prises d'essai.

La troisième prise d'essai **Mh3** est conservée dans l'éventualité où l'essai doit être renouvelé.

La prise d'essai étant mise en suspension comme décrit précédemment, procéder au dosage de bleu de méthylène comme indiqué ci-après, pendant toute la durée du dosage l'agitation permanente (vitesse 400±100) tr/min doit être tel que toutes les particules de sol en

CHAPITRE 2, étude expérimentale

suspension soient mises en mouvement. A l'aide de dispositif de dosage, introduire dans la suspension 5 cm^3 à 10 cm^3 de solution de bleu selon l'argilosité estimée du matériau (10 cm^3 pour les matériaux les plus argileux) ; au bout de $1 \text{ min} \pm 10 \text{ s}$, procéder à l'essai de la tache sur papier filtre de la manière suivante :

Poser le papier filtre sur un support adapté non absorbant ; prélever à l'aide de la baguette de verre une goutte de la suspension et la déposer sur le papier filtre, la tache ainsi formé est composée d'un dépôt central de matériau coloré bleu sombre entouré d'une zone humide incolore ; la goutte prélevée doit former un dépôt central compris entre 8 mm et 12 mm de diamètre ; ensuite procéder des injections successives par pas de 5 cm^3 à 10 cm^3 (selon l'argilosité de matériau) de solution de bleu jusqu'à ce qu'apparaisse une auréole périphérique bleu clair, de l'arguer millimétrique, dans la zone humide de la tâche. L'essai est dit alors positif. A partir de ce moment, laisser se poursuivre l'adsorption de bleu dans la solution et effectuer des taches, de minute en minute, sans ajout de solution.

Si l'essai redevient négatif à la cinquième tache ou avant, procéder à de nouvelles injections de bleu avec des pas de 2 cm^3 à 5 cm^3 , selon l'argilosité du matériau, en lieu et place des pas de 5 cm^3 à 10 cm^3 introduits précédemment. En effet, il est nécessaire de réduire les quantités injectées, car à ce stade de l'essai la suspension est en voie de saturation.

Chaque addition est suivie des taches effectuées de minute en minute. Ces opérations sont renouvelées jusqu'à ce que l'essai reste positif pour cinq taches consécutives. Le dosage est alors terminé et l'on détermine le volume total (V) de la solution de bleu qui a été nécessaire pour atteindre l'adsorption totale.

Dans tous les cas, le volume V doit être supérieur à 10 cm^3 , si le volume V est inférieur à 10 cm^3 , l'essai doit être recommencé avec une prise d'essai de masse supérieure.

Le récipient et les accessoires en contact avec la suspension de sol et de bleu sont lavés et abondamment rincés à l'eau claire.

Si en vidant le récipient sur le tamis de $80 \mu\text{m}$, on observe des agglomérats de particules non coloré on commencera l'essai avec la troisième prise d'essai en augmentant la durée de mise en suspension de sol ou en adoptant toute disposition permettant de minimiser la formation de ces agglomérats (exemple : séchage à 50°C maximum, émiettage manuel, puis imbibition de durée suffisante pour favoriser le délitage des éléments argileux).



Figure 32 : Apparition d'une auréole périphérique.

Calcul et expression des résultats :

- $m_0 = 30 \text{ g}$;
- $C = 0.6253$;
- nombre de test a la tache = 10 ;
- volume total de bleu injecté = 50 ml.

Les calculs à exécuter sont :

- masse de bleu introduite :

$$B = V \times 0.01 = 0.5$$

- valeur au bleu pour matériaux ayant $D_{max} > 50 \text{ mm}$:

$$VBS = B \times C \times 100 / m_0$$

$$VBS = 0.5 \times 0.625 \times 100 / 30$$

$$\mathbf{VBS = 1.042.}$$

VBS est exprimée en grammes de bleu pour 100 grammes de matériau sec.

C étant la proportion de la fraction 0/5 mm du matériau sec.

3.3.7 Essai Proctor de sol témoin :

Le compactage de sol vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il est en fonction de quatre principales variables, la masse volumique de sol sec, la teneur en eau, l'énergie de compactage, et le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux).

CHAPITRE 2, étude expérimentale

Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

Essai Proctor normal : Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé.

Essai Proctor modifié : Forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière.

Cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter pour chacune. Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dit essai Proctor normal ou Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, la différence est dans les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

Pour l'exécution de cet essai on a besoin d'un moule Proctor normal, compacteur automatique, règle à araser, disque d'espacement, bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau, tamis 20 mm, truelle, spatule, pinceau, burette à huile, éprouvette graduée 150 ml environ, petits récipients (mesures des teneurs en eau), balance portée 20 kg et étuve 105°C.



Figure 33 : Compacteur automatique.



Figure 34 : Règle à araser.



Figure 35 : Disque d'espacement.

Le matériau à étudier est tamisé selon la norme Proctor « granulométrie $< 20 \text{ mm}$ » et il est mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai. On a besoin de 5.5 kg de sol pour chaque essai de Proctor et une certaine quantité d'eau est malaxé avec le matériau ; on a fait 4 essai à chaque fois on augmente le pourcentage de la teneur en eau afin d'obtenir la teneur en eau optimale.

Tableau 16 : essai de Proctor.

N° Essai	1	2	3	4
ω (%)	10	12	14	16
Quantité d'eau (g)	550	660	770	880

On mélange doucement avec une pelle, ensuite le matériau est conservé dans une boîte ou un sac hermétique au moins de 24 heures pour être homogénéifié, le mélange du matériau constitue la phase la plus délicate de cet essai.

On suit les étapes suivantes :

Lubrifier la paroi du moule : elle doit être lubrifiée à huile, pour que l'on puisse retirer l'échantillon compacté plus facilement.

Compactage :

On prend environ 5.5 kg de notre matériau (sol), on ajoute pour chacun une quantité d'eau pour avoir les teneurs en eau (10% ,12%, 14%, 16%), Introduire alors la quantité de matériau pour que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule, compacter cette couche avec le compacteur automatique en appliquant respectivement 25 coups par couche. Répéter l'opération autant de fois pour la deuxième et la troisième couche, (chaque couche 1833 g de sol). Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur de 1 ou 2 centimètres en pratique, cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radicalement du centre vers la périphérie du moule, on pèse le moule avec le sol en enlevant de chaque côté (au-dessus et au-dessous) de ce moule une quantité (environ de 150 g) pour la détermination de la teneur en eau. On a répété l'essai pour les teneurs en eau croissantes et on a mis les tares dans l'étuve de 105°C pendant 24 heures.

Les résultats :

- ✓ Poids humide de l'échantillon compacté : $P_h = P_{th} - P_m$
- ✓ Calcule le volume V tel que : $V = \pi \times \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 \times h$
- ✓ Poids volumique : $\gamma = \frac{P_h}{V}$
- ✓ Calcule γ_d : $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$
- ✓ Poids de sol sec (Ps) : $P_s = P_h - P_e$
- ✓ La teneur en eau de l'échantillon : $W = (P_e / P_s) \times 100$

Tableau 17 : résultats essai Proctor.

N° Essai	1	2	3	4
Pourcentage d'eau ajouté %	10	12	14	16
Masse d'eau ajoutée (g)	550	660	770	880
masse total humide Pth (g)	8386	8560	8694	8630
masse de moule Pm (g)	3916	3916	3916	3916
Volume de moule (cm ³)	22.95	22.95	22.95	22.95
masse de sol humide Ph (g)	4470	4644	4778	4714
masse de sol sec (g)	3920	3984	4008	3834
Densité sèche calculé (M/m ³)	1.77	1.80	1.82	1.77

Tableau 18 : résultats (2) essai Proctor.

N° Essai	1	2	3	4
Masse sol humide + tare (g)	1195	1944	1308	1258
Masse sol sec + tare (g)	1127	1788	1211	1127
Masse tare (g)	479	473	531	531
Masse eau Pe (g)	68	156	97	131
Masse sol sec Ps (g)	648	1315	680	596
Teneur en eau ω (%)	10.49	11.86	14.26	21.97

Après ces résultats on passe à la construction de la courbe représentative de la variation de la densité γ_d en fonction de la teneur en eau après on tire γ_{dmax} et ω_{opt}

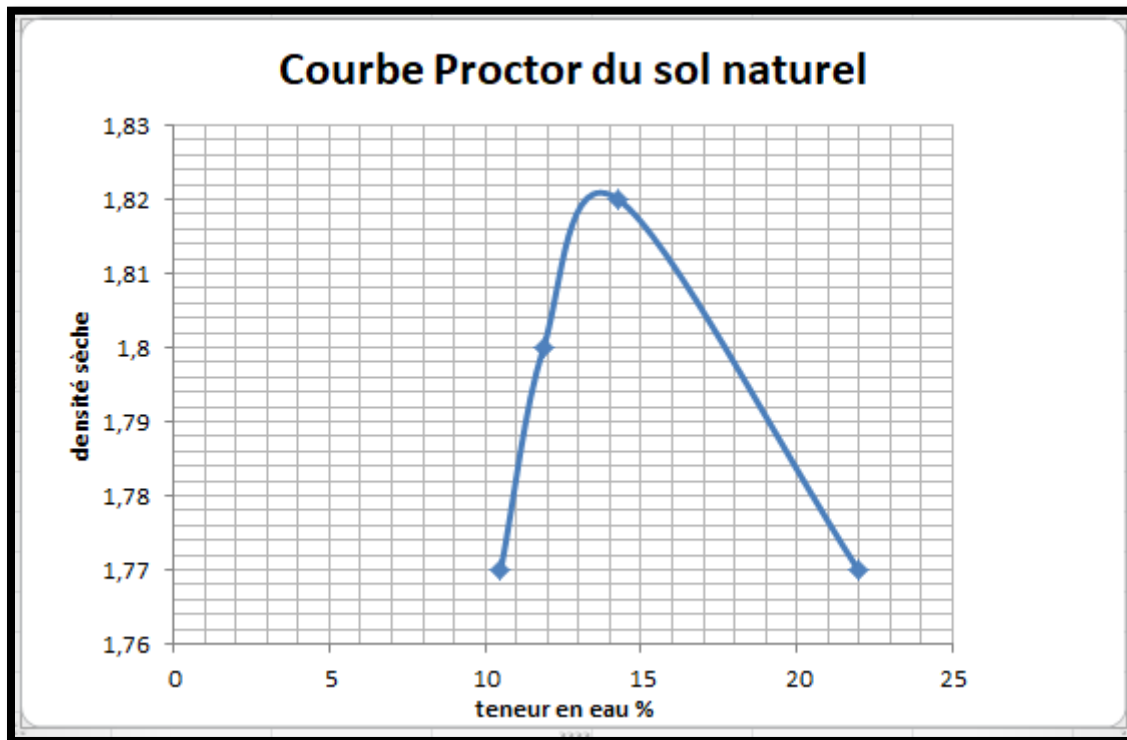


Figure 36 : représentation graphique de la densité en fonction de la teneur en eau du sol témoin.

Alors d'après la courbe : $\gamma_{dmax} = 1.82$ (Mg/m³), $\omega = 14.26$ %

3.3.8 Essai de Proctor avec des ajouts

a) Sol modifié par le laitier :

La préparation des mélanges est faite selon les étapes de compactage comme a été présenté dans l'essai de Proctor de sol témoin avec les modifications suivant, on retire le sol de l'étuve (60° pour une durée de 24h), on prépare 2 mélange avec 10% et 15% de laitier, et la teneur en eau $W_{opt} = 1.5\%$;

La quantité d'eau nécessaire pour obtenir la teneur en eau souhaitée est calculée comme suit :

$$\text{On a: } w = \frac{mw \times 100}{md}$$

$$\text{Donc } M_w = \frac{w \times md}{100}$$

$$\text{AN: } M_w = \frac{1.54 \times 5500}{100} = \mathbf{84.5 \text{ g.}}$$

La quantité du laitier ajoutée pour obtenir le pourcentage 10% est calculée comme suit :

$$\text{On a : } 5500 \rightarrow 100\%$$

$$x \rightarrow 10\%$$

$$\text{Donc } x = \frac{10 \times 5500}{100} = \mathbf{550 \text{ g.}}$$

La quantité de sol égal à **4950 g.**

De même méthode on calcul la quantité d'eau pour un pourcentage de 15% :

$$\text{Donc } x = \frac{15 \times 5500}{100} = \mathbf{825 \text{ g.}}$$

La quantité de sol égal à **4675 g.**

On devise le sol à des quantités égales dont le poids de chaque quantité égal à 1833 g (quantité de sol dans chaque couche), le malaxage est fait par couche à sec jusqu'à l'homogénéisation.

Les résultats expérimentaux concernant les caractéristiques de compactage Proctor normal sont présentés dans le tableau suivant. Ces résultats concernent le sol traité avec le laitier.

Tableau 19 : caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en laitier.

Désignation	Caractéristique de compactage	
	Teneur en eau	La densité γ_d (g/cm ³)
Sol témoin ω optimale %	14.26 %	1.82 γ_{dmax}
10 % de laitier	1.5 %	1.81
15 % de laitier	1.5 %	1.83

On a comparé la teneur en eau optimale du sol témoin avec le sol modifié par le laitier respectivement 10% et 15 %, en gardant la teneur en eau constante 1.5 % qui correspond à la situation du sol en place.

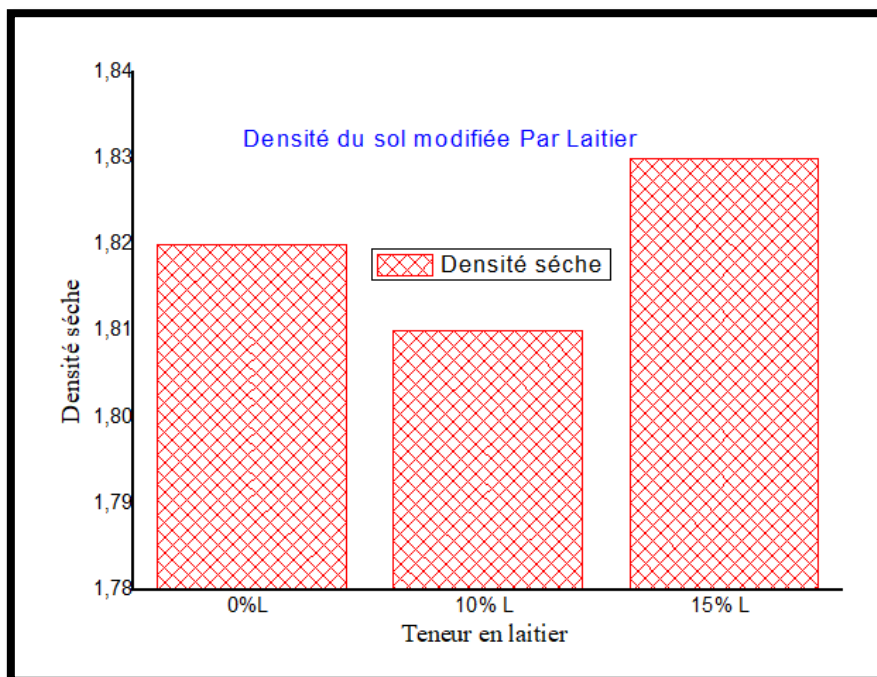


Figure 37 : influence du laitier sur la densité sèche.

b) Sol modifié avec le laitier activé avec NaOH:

La préparation des mélanges est faite selon les étapes précédentes avec la modification suivante, on a préparé 2 mélanges avec des différents pourcentages du laitier (10%,15%), le mélange doit avoir la même teneur en eau que le sol naturel, elle est atteinte en ajoutant l'activateur NaOH a la place d'eau, le dosage de NaOH doit être 8%.

On a une solution de NaOH de dosage 30%, pour obtenir un dosage de 8%, on applique la loi suivante :

Avec $V_2 = 1$ L

$$C_1V_1 = C_2V_2 \quad \text{donc : } 30 \times V_1 = 8 \times 1$$

CHAPITRE 2, étude expérimentale

$$V_1 = \frac{8 \times 1}{30} = 0.266$$

$$V_1 = 0.266 \text{ L}$$

Dans une fiole jaugée de 1 L on verse 0.266 L de notre solution (30%) puis on continue avec l'eau distillée jusqu'au trait de jauge.

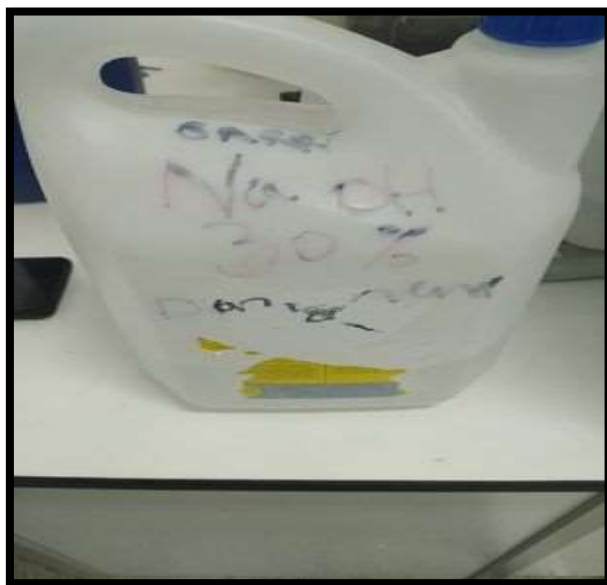


Figure 38 : La solution de NaOH (30%)



Figure 39 : Fiole jaugée.

Les résultats expérimentaux concernant les caractéristiques de compactage Proctor normal sont présentés dans le Tableau suivant.

Tableau 20 : caractéristiques Proctor en fonction des teneurs en laitier.

Désignation	Caractéristique de compactage	
	Teneur en eau	La densité γ (g/cm ³)
Sol naturel ω optimale %	14.26 %	1.82 γ_{dmax}
10 % de laitier +NaOH	1.5 %	1.85
15 % de laitier + NaOH	1.5 %	1.84

La figure 40 montre l'influence de laitier activé et non activé sur la densité, on remarque que la densité sèche est maximale ($\gamma_d = 1.85 \text{ g/cm}^3$) lorsqu'on utilise 10 % du laitier activé, elle diminue ensuite à 15 % L activé ($\gamma_d = 1.84 \text{ g/cm}^3$). Cependant, dans le cas d'ajout de laitier seul, on constate que l'accroissement du pourcentage de céramique de 10 % 15 % conduit à une augmentation de la densité respectivement de 1.81 à 1.83 (g/cm³). Comparant avec la densité maximale obtenue sans ajouts (100% naturel) avec une teneur en eau optimale $\omega = 14,26 \%$, l'utilisation du laitier a aboutis a des résultats meilleurs et avec seulement $\omega = 1.5\%$.

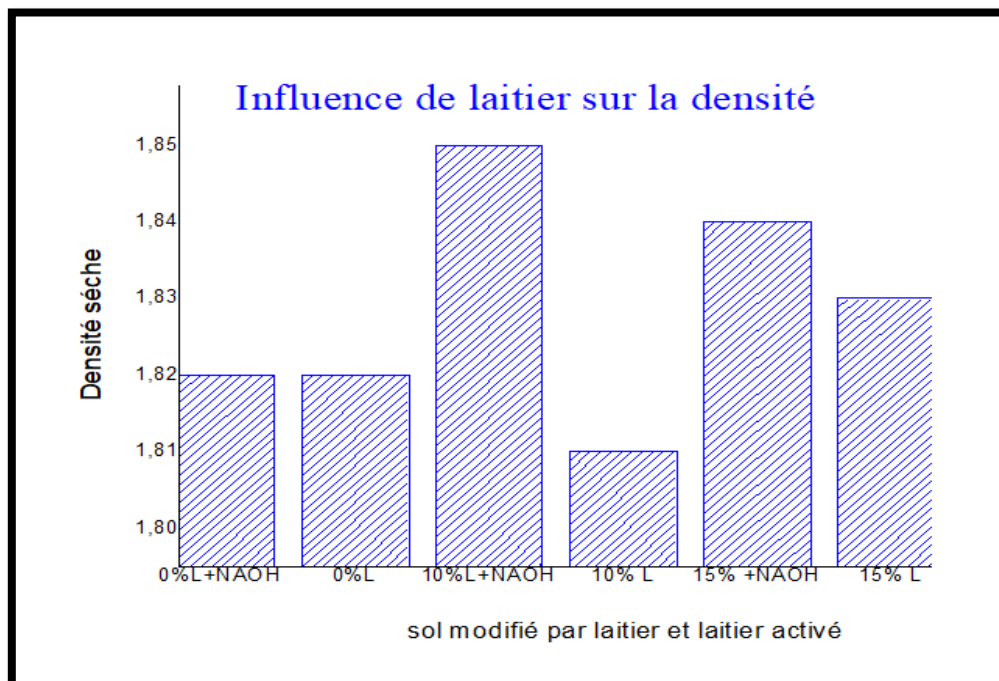


Figure 40 : influence du laitier activé et non activé sur la densité sèche.

c) Sol modifié avec le laitier en variant la teneur en eau :

On a préparé deux mélanges avec un pourcentage de laitier de 10%.

Le premier mélange on l'a réalisé avec la teneur en eau $\omega = 1.4$, pour obtenir cette teneur en eau on fait le calcul suivant :

$$\text{On : } \omega = \frac{mw*100}{md}$$

$$\text{Donc : } mw = \frac{\omega*md}{100}$$

$$\text{AN : } mw = \frac{1.4*5500}{100} = 77.$$

La quantité d'eau à ajouter est **77 g**.

- Le deuxième mélange on l'a réalisé avec la teneur en eau $\omega = 1.6$,

$$\text{AN : } mw = \frac{1.6*5500}{100} = 88.$$

La quantité d'eau à ajouter est **88 g**.

Les résultats obtenus sont données dans le [tableau 21](#) :

Tableau 21 : résultats Proctor avec teneur en eau variée.

Désignation	Caractéristique de compactage	
	Teneur en eau	La densité γ (g/cm ³)
10 % de laitier	1.5	1.81
10 % de laitier	1.4 %	1.83
10 % de laitier	1.6 %	1.80

Ensuite avec les résultats ci-dessus, on trace la courbe présentée sur la [figure 41](#):

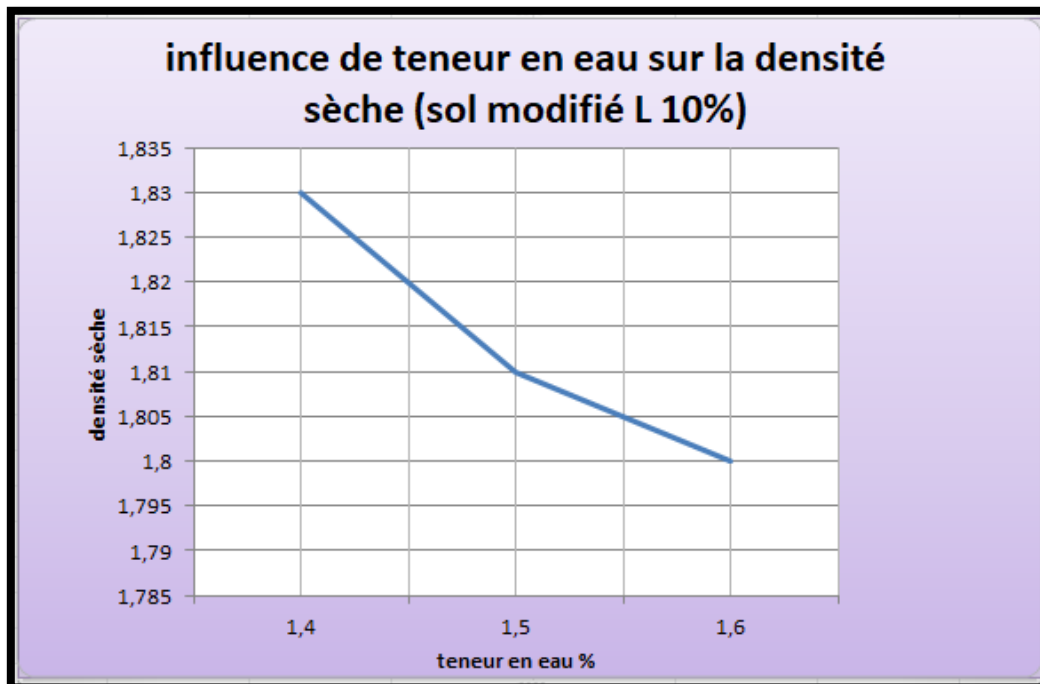


Figure 41 : influence de la teneur en eau sur la densité sèche.

La figure 41 montre qu'avec la diminution de la teneur en eau, la densité sèche augmente.

On a effectué une comparaison entre nos résultats et ceux fournis par l'étude des étudiantes FACI et CHELBI 2020, dont elles ont utilisé la chaux, ciment et fibres de propylène comme ajouts, on a comparé les densités sèches maximales γ_{dmax} . Les résultats sont présentés sur l'histogramme suivant :

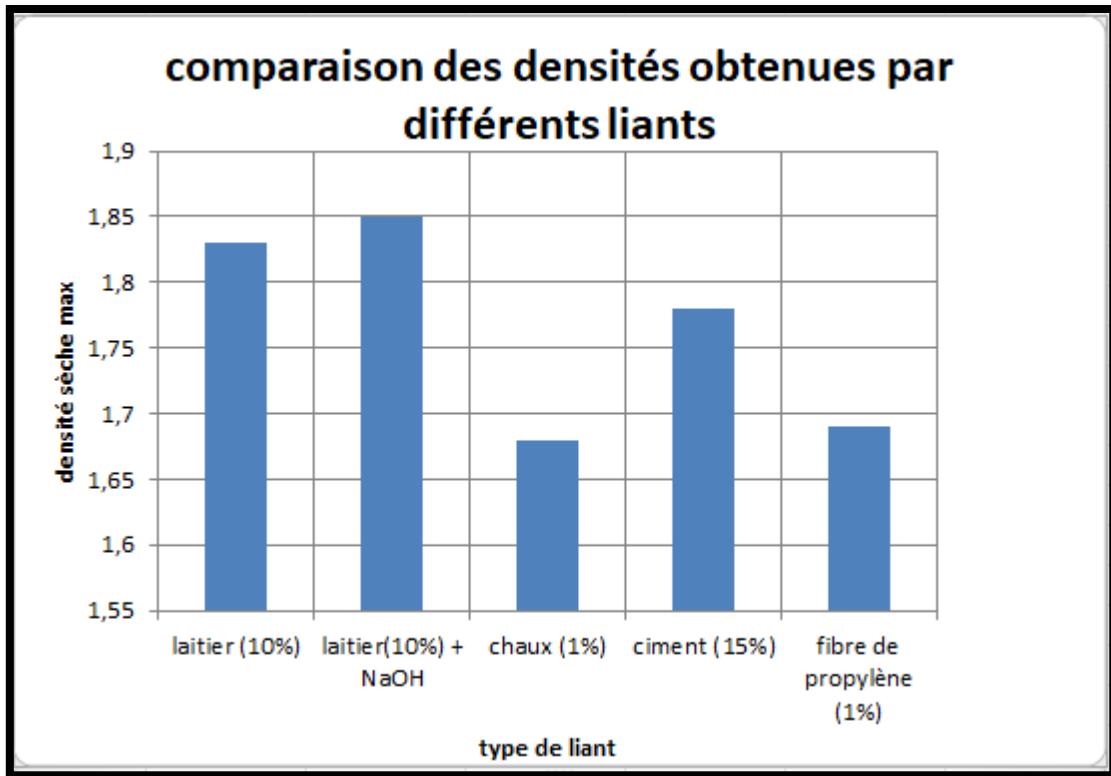


Figure 42 : comparaison des densités obtenues par différents liants.

D'après les résultats présentés ci-dessus on conclue que le laitier de haut fourneau activé et non activé (avec NaOH) ont un effet favorable sur les caractéristiques de compactage, les résultats de celui activé sont plus satisfaisants. En troisième position le ciment (15 %) avec une densité sèche 1.78 g/cm³, après viennent les fibres de propylènes (1%) avec γ_{dmax} égale à 1.69 g/cm³, en dernière position on trouve la chaux (1%), γ_{dmax} égale à 1.68 g/cm³.

Une autre étude faite par W.Hamla, Y.Chetbani 2017 sur un sol en ajoutant des déchets de céramique et de marbre a des pourcentages variés, la figure suivante représente les densités maximales obtenus de chaque déchet :

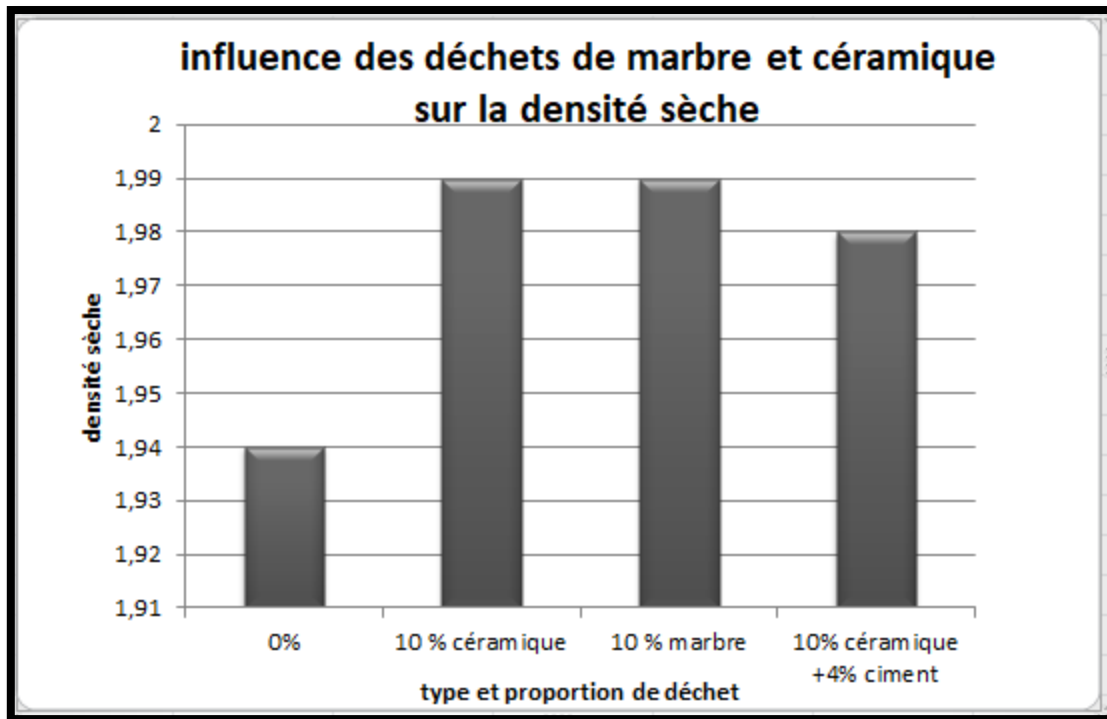


Figure 43 : Influence des déchets ajoutés (céramique et marbre) sur la densité sèche.

La figure 44 représente la variation de densité sèche en fonction de teneur en eau pour l'ensemble des pourcentages de déchet de marbre et déchet de céramique.

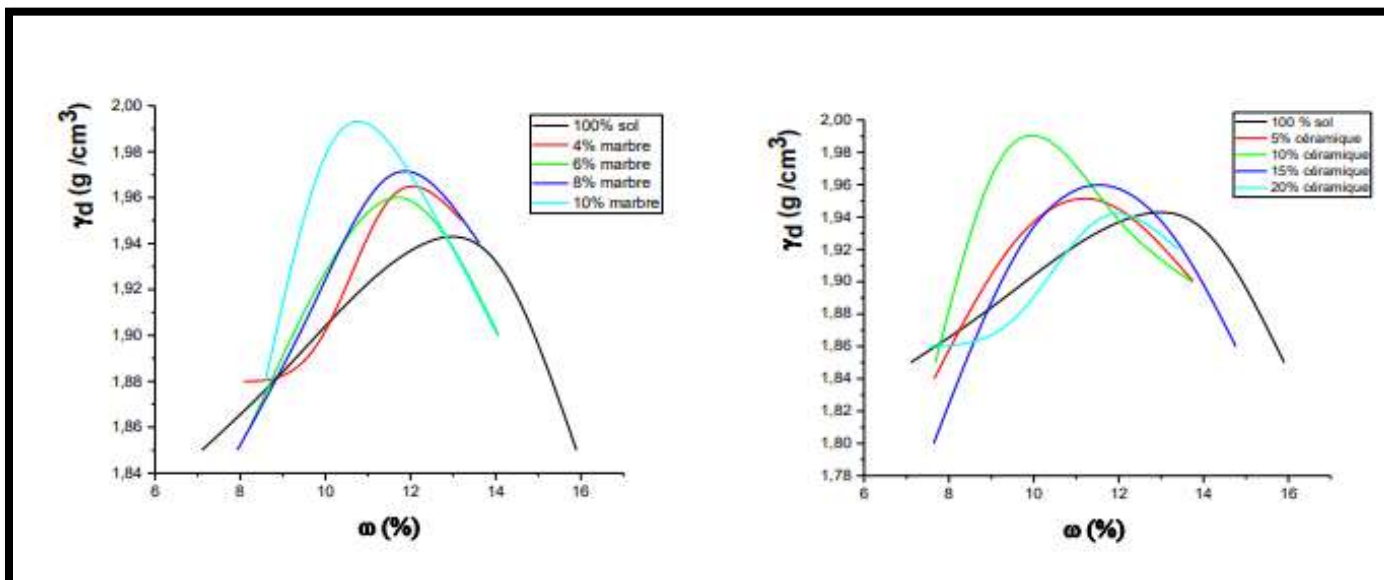


Figure 44 : Variation de densité sèche en fonction de teneur en eau pour l'ensemble des pourcentages (déchet de marbre, déchet de céramique).

CHAPITRE 2, étude expérimentale

La courbe Proctor d'un sol traité (déchet marbre/céramique) est déplacée vers la gauche indiquant une réduction de la teneur en eau initial avec une augmentation de la densité sèche donc l'augmentation de l'ajout provoque l'augmentation de la densité spécifique sèche.

La réduction de la teneur en eau initial prouve que le réarrangement inter granulaire radical de la nature du sol c'est-à-dire un comblement des pores de sol par les particules du produit stabilisant.

D'après la [Figure 44](#) On constate que l'accroissement du pourcentage de céramique de 5 à 10% conduit à une augmentation de l'optimum de Proctor modifié respectivement de 1.95 à 1.99 (g/cm³). Mais conduit à une diminution de la teneur en eau optimale respectivement de 12,96 à 11,15. Au de la de 20% le déchet de céramique va chuter de les caractéristiques de l'optimum Proctor modifié des échantillons.

Par ailleurs celle du marbre, l'augmentation du taux de 4 à 10% provoque une augmentation de l'optimum de Proctor respectivement de 1.96 à 1.97 et jusqu'à 1.99 (g/cm³). Mais fait diminuer la teneur en eau optimale de 12.96 jusqu' à 10.78.

Conclusion générale :

Dans le premier chapitre l'étude a examiné les caractéristiques géomécaniques d'un nouveau mélange de liant 100 % à base de déchets, où le biochar a été utilisé comme alternative à faible teneur en carbone aux agents alcalins traditionnels pour activer le GGBS. Aussi une autre étude a examiné le potentiel de l'utilisation d'un géopolymère à base de VA comme liant vert alternatif au ciment conventionnel pour la stabilisation des sols en évaluant les paramètres de résistance au cisaillement. Les effets du teneur en liant (0 à 15 % en poids), conditions de durcissement (à sec, teneur en eau optimale, et trempé), confinement vertical (50 à 150 kPa), et durée de durcissement ont été examinés pour deux types de liants, à base de VA géopolymère et CEM1.

On tire les conclusions suivantes :

- Les résultats ont montré qu'indépendamment de la type de liant, la résistance au cisaillement des éprouvettes traitées a été améliorée à teneur en liant plus élevée, durée de durcissement plus longue et teneur en eau plus faible.
- L'augmentation de la résistance au cisaillement a été expliquée sur la base du changement dans la cohésion et le frottement du sol en vrac.
- La force de cohésion globale des particules de sol traitées était principalement affectée par les paramètres du liant, y compris les conditions de durcissement, la teneur en liant, teneur et concentration en activateur alcalin. Par ailleurs, l'incorporation du liant a provoqué l'agrégation des particules d'argile dans des grappes de plus grande taille, ce qui a modifié la structure du matériau en vrac.
- L'utilisation du STSB a activé avec succès les propriétés pouzzolaniques de GGBS. Par conséquent, le nouveau mélange de liant IBP a un potentiel encourageant pour remplacer le CEM-II dans la stabilisation des sols. Les résultats des tests ont montré que la force des mélanges de sol stabilisé STSB:GGBS serait adapté pour DDSM, en tant que dosages de liant de 7,5 et 10 % confortablement a dépassé les exigences de résistance à 28 jours. La conception de liant « 0.67B : 0.33G-10 » a obtenu la performance la plus favorable d'ingénierie tout au long de la période de durcissement.
- Alors que le nouveau liant STSB-GGBS a produit des résistances inférieures par rapport à CEM-II sur 56 jours, les taux de force observés développement suggèrent que les gains de force se poursuivront probablement au-delà 56 jours. Cela contraste avec les échantillons stabilisés CEM-II, où des gains de force négligeables ont été observés après 28 jours en raison de la l'achèvement des réactions d'hydratation. La poursuite de la pouzzolane les réactions au sein des échantillons stabilisés STSB-GGBS pourraient entraîner des performances de résistance au moins comparables aux échantillons traité au CEM-II. Une enquête plus approfondie est nécessaire pour ratifier cette prédiction.
- STSB : les échantillons stabilisés par le GGBS possédaient des minéralogies très différentes.

Dans le deuxième chapitre l'étude a pour objectif de caractériser et d'étudier le comportement mécanique d'un sol préparé au laboratoire. Les paramètres qui intervient dans cette étude sont les teneurs en ajout (laitier, laitier activé avec NaOH, laitier activé avec la chaux, déchets de céramique, déchets marbre et ciment) au sol pour voire leur effet sur la stabilité de la couche

Conclusion générale

de forme. L'étude nous permet de tirer les principaux résultats et caractéristiques initiaux du sol utilisé :

- Avec les augmentations de pourcentage du laitier granulé broyé, la densité sèche du sol augmente. Tandis que, L'activation de ce dernier avec de l'hydroxyde de sodium entraîne des valeurs de densité spécifique encore plus élevées avec une teneur en eau naturelle.
- L'addition de la déchets de céramique et du marbre conjointement au sol influé sur les caractéristiques de compactage. Il augmente de la densité sèche avec une réduction de la teneur en eau initial.
- Les échantillons traités avec le laitier granulé broyé uniquement ont montré une réduction des limites de liquide et de la plasticité alors que l'indice de plasticité semble pratiquement inchangé. Par contre, l'ajout du laitier granulé broyé des hauts fourneaux activé avec la chaux hydratée au sol augmente la limite de plasticité, diminue la limite liquidité et l'indice de plasticité, ce qui donne une meilleure maniabilité au sol permettant l'allongement de la période des travaux sur site aux saisons humides.

Donc d'après les résultats obtenus la modification du sol avec les déchets cité précédemment était efficace et a amélioré les caractéristiques du sol.

Références bibliographies:

- 1) Sargent, P., Hughes, P.N., Rouainia, M., White, M.L., 2013. The use of alkali activated waste binders in enhancing the mechanical properties and durability of soft alluvial soils. *Eng. Geol.* 152 (1), 96–108. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.10.013>.
- 2) Sargent, P., Hughes, P.N., Rouainia, M., 2016. A new low carbon cementitious binder for stabilising weak ground conditions through deep soil mixing. *Soils Found.* 56 (6), 1021–1034. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.11.007>.
- 3) Sargent, P., Rouainia, M., Diambra, A., Nash, D., Hughes, P.N., 2020a. Small to large strain mechanical behaviour of an alluvium stabilised with low carbon secondary minerals. *Construct. Build. Mater.* 232, 117174. <https://10.1016/j.conbuildmat.2019.117174>.
- 4) Sargent, P., Jaber, N.H., Rouainia, M., 2020b. Mineralogy and microstructure effects on the stiffness of activated slag treated alluvium. *Geotech. Lett.* 10, 1–9. <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00055>.
- 5) Bruce, M.E.C., Berg, R.R., Collin, J.G., Filz, G.M., Terashi, M., Yang, D.S., 2013. Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support (FHWA-HRT-13-046). Federal Highway Administration, Washington, DC.
- 6) Behnood, A., 2018. Soil and clay stabilization with calcium-and non-calcium-based additives: a state-of-the-art review of challenges, approaches and techniques. *Transportation Geotechnics* 17, 14–32. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.08.002>.
- 7) Habert, G., De Lacaillerie, J.D.E., Roussel, N., 2011. An environmental evaluation of geopolymers based concrete production: reviewing current research trends. *J. Clean. Prod.* 19 (11), 1229–1238. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2011.03.012>.
- 8) Du, Y.J., Yu, B.W., Liu, K., Jiang, N.J., 2016. Physical, hydraulic, and mechanical properties of clayey soil stabilized by lightweight alkali-activated slag geopolymer. *J. Mater. Civ. Eng.* 29, 2. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001743](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001743).
- 9) European Commission (EC), 2018. Competitiveness of the European cement and lime sectors. Retrieved from. https://www.wifo.ac.at/jart/prj3/wifo/resources/person_dokument/person_dokument.jart?publikationsid=61003&mime_type=application/pdf. (Accessed 7 October 2020).

Références bibliographies

- 10) Nair, S., Little, D., 2009. Water as the key to expansion of ettringite in cementitious materials. *Transport. Res. Rec.: Journal of the Transportation Research Board* 2104 (1), 55–62. <https://doi.org/10.3141/2104-06>.
- 11) CCC, 2019. Net Zero: the UK's contribution to stopping global warming. WWW Document. <https://www.theccc.org.uk/publication/net-zero-the-uks-contribution-to-stopping-global-warming/>0Awww.theccc.org.uk/publications. (Accessed 7 October 2020).
- 12) BSI, 1990. BS: 1377 Incorporating Amendment No. 1, Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. British Standards Institution, Milton Keynes.
- 13) BSI, 1996. BS: 7755-3.12, ISO 13536:1995. Soil Quality. Chemical Methods. Ersahin, S., Gunal, H., Kutlu, T., Yetgin, B., Coban, S., 2006. Estimating specific surface area and cation exchange capacity in soils using fractal dimension of particle-size distribution. *Geoderma* 136, 588–597. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2006.04.014>.
- 14) EuroSoilStab, 2002. Development of Design and Construction Methods to Stabilise Soft Organic Soils. Design Guide Soft Soil Stabilisation. CT97- 0351. Project No.:BE96-3177.
- 15) Habert, G., De Lacaillerie, J.D.E., Roussel, N., 2011. An environmental evaluation of geopolymer based concrete production: reviewing current research trends. *J. Clean. Prod.* 19 (11), 1229–1238. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2011.03.012>.
- 16) Long, G., Li, L., Li, W., Ma, K., Dong, W., Bai, C., Zhou, J.L., 2019. Enhanced mechanical properties and durability of coal gangue reinforced cement-soil mixture for foundation treatments. *J. Clean. Prod.* 231, 468–482. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.05.210>.
- 17) Hughes, P.N., Glendinning, S., Manning, D.A., White, M.L., 2011. Use of red gypsum in soil mixing engineering applications. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 164, pp. 223–234. <https://doi.org/10.1680/jgeeng.10.00061>, 3.
- 18) Lian B, Peng J, Zhan H, Wang X. Mechanical response of root-reinforced loess with various water contents. *Soil Tillage Res* 2019;193:85–94.
- 19) Hung J-J. Chi-Chi earthquake induced landslides in Taiwan. *Earthquake Engng Seismology* 2000;2(2):25–33.
- 20) Wang L, Hwang JH, Luo Z, Juang CH, Xiao J. Probabilistic back analysis of slope failure—A case study in Taiwan. *Comput Geotech* 2013;51:12–23.

Références bibliographies

- 21) Stark TD, Choi H, McCone S. Drained shear strength parameters for analysis of landslides. *J Geotech Geoenviron Eng* 2005;131(5):575–88.
- 22) Farhangi V, Karakouzian M, Geertsema M. Effect of micropiles on clean sand liquefaction risk based on CPT and SPT. *Appl Sci* 2020;10(9):3111.
- 23) Saberian M, et al. Application of demolition wastes mixed with crushed glass and crumb rubber in pavement base/subbase. *Resour Conserv Recycl* 2020;156: 104722.
- 24) Hataf N, Ghadir P, Ranjbar N. Investigation of soil stabilization using chitosan biopolymer. *J Cleaner Prod* 2018;170:1493–500.
- 25) MolaAbasi H, et al. Evaluation of the long-term performance of stabilized sandy soil using binary mixtures: A micro-and macro-level approach. *J Cleaner Prod* 2020:122209.
- 26) Ghadir P, Ranjbar N. Clayey soil stabilization using geopolymer and Portland cement. *Constr Build Mater* 2018;188:361–71.
- 27) Pourakbar S, et al. Model study of alkali-activated waste binder for soil stabilization. *Int J Geosynthetics Ground Eng* 2016;2(4):35.
- 28) ASTM D422-63, in Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. ASTM 2007: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- 29) ASTM D4318-17e1, in Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM 2017: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- 30) ASTM D698-12e2, in Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)). ASTM 2012: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- 31) Kuenzel C, Ranjbar N. Dissolution mechanism of fly ash to quantify the reactive aluminosilicates in geopolymerisation. *Resour Conserv Recycl* 2019;150:104421.
- 32) ASTM D3080M-11, in Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM 2011: ASTM International, West Conshohocken, PA.
- 33) Chang Ilhan, Cho Gye-Chun. Shear strength behavior and parameters of microbial gellan gum-treated soils: from sand to clay. *Acta Geotech* 2019;14(2):361–75.
- 34) Martin RT. Adsorbed water on clay: A review, in *Clays and Clay Minerals*, E. Ingerson, Editor. 1962, Pergamon. p. 28-70.

Références bibliographies

- 35) Villar MV, Lloret A. Influence of temperature on the hydro-mechanical behavior of a compacted bentonite. *Appl Clay Sci* 2004;26(1-4):337-50.
- 36) Environmental Management: Life Cycle Assessment; Principles and Framework. ISO 2006, International Organization for Standardization: ISO 14040.
- 37) Aluko OB, Koolen AJ. The essential mechanics of capillary crumbling of structured agricultural soils. *Soil Tillage Res* 2000;55(3-4):117-26.
- 38) Al-Shayea Naser A. The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils. *Eng Geol* 2001;62(4):319-42.
- 39) Alonso EE, Pereira J-M, Vaunat J, Olivella S. A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique* 2010;60(12):913-25.
- 40) Fasinmirin Johnson Toyin, Olorunfemi Idowu Ezekiel, Olakuleyin Fasilat. Strength and hydraulics characteristics variations within a tropical Alfisol in Southwestern Nigeria under different land use management. *Soil Tillage Res* 2018;182:45-56.
- 41) Lian B, Peng J, Zhan H, Wang X. Mechanical response of root-reinforced loess with various water contents. *Soil Tillage Res* 2019;193:85-94.
- 42) Wei Yujie, Wu Xinliang, Cai Chongfa. Splash erosion of clay-sand mixtures and its relationship with soil physical properties: The effects of particle size distribution on soil structure. *Catena* 2015;135:254-62.
- 43) Cristelo Nuno, Glendinning Stephanie, Miranda Tiago, Oliveira Daniel, Silva Rui. Soil stabilisation using alkaline activation of fly ash for self-compacting rammed earth construction. *Constr Build Mater* 2012;36:727-35.