

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA**

**Faculté de technologie**  
**Département de Génie civil**



**Domaine : science technologie**

**Filière : GENIE CIVIL**

**Option : GEOTECHNIQUE**

**Mémoire présente pour l'obtention**  
**Du diplôme de master académique**

**Par : Bouguerra Marwa & Chelali Saïda**

**Intitulé**

**Stabilisation des sols par des fibres de**  
**Polypropylène**

**Soutenu devant le jury composé de :**

<b>Dr. BAALI Laid</b>	<b>MCA</b>	<b>Université de M'sila</b>	<b>Président</b>
<b>Dr. MEDDAH Abdelaziz</b>	<b>M.C.A</b>	<b>Université de M'sila</b>	<b>Encadreur</b>
<b>Dr. SEDDIKI Ahmed</b>	<b>MCA</b>	<b>Université de M'sila</b>	<b>Examineur</b>

**Année universitaire : 2021/2022**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

*On remercie Allah le tout puissant de nous avoir donné la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Dr.*

*Meddah Abdelaziz, on le remercie pour son encadrement exceptionnel durant notre préparation de ce mémoire.*

*Nous tiens à remercier aussi et à exprimer toute nos gratitude à Abd Elmalik Goufi pour son aide.*

*Nos remerciements pour toute personne qui a participé de près ou de loin.*

## اهداء

الى من سدي طريق العلم وأعطى فأجزل العطاء الى من أحمل اسمه بكل قدر

أبي الغالي

الى من كان دعائنا سر ناجحي وبوجودها عرفت معنى الحياة

أبي الغالية

الى أبي الثانية أطل الله في عمرها وحفظها سدا لي

الى من اعتمد عليه في كل كبيرة وصغيرة سندي

اخوي العزيز

الى أستاذي الفاضل الدكتور مراح عبد العزيز

الى الأخ والأستاذ عبد المالك قنفي

الى أصدقائي ومعارفي

(خلود؛ سمرة؛ فاطمة؛ ايمان؛ مروة؛ ناجي؛ ياسين؛ نور الدين)

الى كل الذين نستلم ذكركم ولم نسعمم مذكركم

الى كل عائلتي حفظها الله

شلالي سعيدة

## اهداء

الى من شجعني على المثابة طوال عمري، الى الرجل الأبرز في حياتي

(والدي العزيز)

الى من بما أعلو، وعليما أرتكر، الى القلب المعطاء

(والذي الصيبيته)

الى من ساندني وخط معي خطواتي، الى من افضله على نفسي

(زوجي العزيز)

الى ابنتي، وفلذة كبدي

(ريتاال الجنة)

الى من كانوا سنداً لي، وبذلوا جداً في مساعدي

(اخوتي وزوج أختي)

الى أصدقائي وزملائي الأعزاء

الى اساتذتي وأهل الفضل على الذين غروني بالنصيحة والتقدير

(عبد العزيز مداح، قضي عبد المالك)

الى كل هؤلاء أهديم هذا العمل المتواضع، سائلة الله العلي القدير ان ينفعنا

به ويمدنا بتوفيقه

بوقرة مروة

## ملخص

في هذه الدراسة تم جمع طين من منطقة سيدي هجرس (ولاية المسيلة) مثبتة بتأثير مشترك من ثلاثة عوامل هي الرمل والجير وألياف البولي بروبيلين، ويعرف هذا الطين بمظهره المشوه وخصائصه العالية جدا. الانتفاخ: تم دمج الألياف بنسب مختلفة: 0.3؛ 0.6؛ 0.9؛ 1.2% ونسبة الى الكلية للتربة، ومع ذلك تمت إضافة الرمل في ثلاث نسب: 10، 20 و30%. البرنامج التجريبي المنفذ يتكون من الدراسة. تأثير هذه الإضافات على خصائص المقاومة والتشوه لهذا الطين.

بينت النتائج المتحصل عليها ان الطريقة المستخدمة في هذا البحث غيرت من سلوك الطين. في الواقع فانه يجعل من الممكن تحسين المقاومة بشكل كبير (الضغط والقص أحادي المحور)، ويقلل من الحساسية للماء، وبالتالي يقلل من الطبيعة المشوهة لهذه التربة بالإضافة الى ذلك، فقد لوحظ أن الألياف توفر مزيدا من الليونة لسلوك هذا الطين، وهو أمر مفيد للهياكل الجيوتقنية.

الكلمات المفتاحية: استقرار، التعزيز، الطين، الجير ألياف البولي بروبيلين .

## **Abstract**

In this study, a clay collected from the region of Sidi Hadjres (Wilaya de M'sila) is stabilized by a combined effect of three agents; sand, lime and polypropylene fibers. This clay is well known by its deformability and its very high swelling character. Fibers were incorporated in different percentages: 0.3, 0.6, 0.9 and 1.2% in relation to the total mass of the soil, while the sand is added in three percentages: 10, 20 and 30%. The experimental program carried out was consisted to analyze the effect of such additions on the resistance and deformability characteristics of this clay.

The results obtained show that the behavior of this clay was changed by approach used in this research. Indeed, it help to considerably improve the resistance (uniaxial compression and shear), reduces the sensitivity to water and consequently decreases the deformability of this soil. In addition, it was observed that the fibers provide more ductility to the behavior of the clay, which is advantageous for geotechnical works.

**Key words:** stabilization, reinforcement, clay, lime, polypropylene fibers

## Résumé

Dans cette étude, une argile collectée de la région de Sidi Hadjres (Wilaya de M'sila est stabilisée un effet combiné de trois agents ; le sable, la chaux et les fibres de polypropylène. Cette argile est connue par son aspect déformable et son caractère gonflant très élevé. Les fibres ont été incorporées en différents pourcentages : 0,3; 0,6; 0,9 et 1,2% par rapport à la masse totale du sol, cependant le sable est ajouté en trois pourcentages:10, 20 et 30%. Le programme expérimental entrepris consiste en l'étude de l'effet de ces ajouts sur les caractéristiques de résistance et déformabilité de cette argile.

Les résultats obtenus montrent que l'approche utilisée dans cette recherche a changé le comportement de l'argile. En effet, elle permet d'améliorer considérablement la résistance (compression uni axiale et cisaillement), réduit la sensibilité à l'eau et par conséquent diminue le caractère déformable de ce sol. En outre, il a été constaté que les fibres apportent plus de ductilité au comportement de cette argile, ce qui est avantageux pour les ouvrages géotechniques.

**Mots clés :** stabilisation, renforcement, argile, chaux, fibres de polypropylène

# Sommaire

**Remerciements**

**Dédicaces**

**Sommaire**

**Liste des figures**

**Liste des Tableaux**

**Introduction générale**

## **CHAPITER 1 : Concepts généraux sur les techniques d'amélioration des sols**

<b>1.INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Les Argiles.....</b>	<b>2</b>
1.2.1 Définition.....	2
1.2.2 Minéraux argileux.....	2
<b>1.3 Les argiles gonflantes .....</b>	<b>3</b>
1.3.1 Les sols argileux gonflants au sens géotechnique .....	3
1.3.2 Le Gonflement au sens mécanique .....	4
1.3.3 Cinétique du gonflement .....	5
1.3.4 Identification des argiles gonflantes .....	6
<b>1.4 PROCEDES D'AMELIORATION DES SOLS .....</b>	<b>7</b>
1.4.1 Renforcement des sols par éléments linéaires résistants (terre armée) .....	8
1.4.2 Renforcement des sols par éléments discrets ou fibres .....	8
1.4.3 Stabilisation chimique des sols.....	9
1.4.4 Traitement par chaux .....	9
1.4.5 Traitement par ciment.....	10
<b>1.5 Conclusion.....</b>	<b>11</b>

## **CHAPITER 2 : Généralités sur l'utilisation des fibres en Génie Civil**

<b>2.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>12</b>
<b>2.2 TYPES DES FIBRES.....</b>	<b>12</b>
2.2.1 Fibres naturelles.....	12
2.2.2 Les fibres animales .....	13
2.2.3 Fibres végétales .....	13
2.2.4 Fibres métalliques.....	14
2.2.5 Fibres synthétiques .....	15
<b>2.3 UTILISATION DANS LA STABILISATION DES SOLS .....</b>	<b>18</b>
2.3.1 Effet des fibres sur le comportement des sols sableux .....	18
2.3.2 Effet des fibres sur le comportement des sols argileux .....	19
<b>2.4 CONCLUSION.....</b>	<b>19</b>

## **CHAPITER 3 : Matériaux et Procédure Expérimental**

<b>3.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>20</b>
<b>3.2 MATERIAUX UTILISES ET PREPARATION.....</b>	<b>20</b>
3.2.1 Sols naturels.....	20
3.2.1.1 Lieu de prélèvement.....	20
3.2.1.2 Identification et caractérisation.....	21
3.2.2 Sable de dunes .....	22
3.2.3 La chaux .....	22
3.2.4. Fibres .....	23
<b>3.3 METHODES EXPERIMENTALES .....</b>	<b>24</b>
3.3.1 Détermination des caractéristiques de compactage .....	24
3.3.2. Résistance à la compression uni-axiale .....	25
3.3.3 Propriétés étudiées .....	27
3.3.4 L'essai CBR.....	30
<b>3.4. CONCLUSION.....</b>	<b>31</b>

## **CHAPITER 3 : Résultats Et Interprétation**

<b>4.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>32</b>
<b>4.2 LIMITES D'ATTERBERG .....</b>	<b>32</b>
4.2.1 Variation de la Limites d'Atterberg.....	33
<b>4.2 CARACTERISTIQUES DE COMPACTAGE .....</b>	<b>34</b>
<b>4.3 PARAMETRE CBR.....</b>	<b>35</b>
<b>4.4 COMPRESSION .....</b>	<b>37</b>
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>37</b>
<b>Référnces bibliogrphique.....</b>	<b>39</b>
<b>Résumé .....</b>	<b>40</b>

## Liste des Figures

Fig. 1.1 structure des minéraux argileux .....	3
Fig. 1 .2 : Courbe du taux de gonflement en fonction du temps. ....	6
Fig. 1.2. Terre armée .....	8
Fig. 1.4. Traitement par ciment .....	11
Fig. 2.1 Fibres de chanvre .....	13
Fig. 2.2 fibres métalliques .....	15
Fig. 2.3 Fibres de Verre.....	16
Fig. 2.4 : Fibre de polypropylène. ....	17
Fig. 2.5 Fibres caoutchouteuses ((Moussab, 2018).....	18
Fig. 3.1 Sidi-hadjres wilaya de m'sila (Algérie)      20	
Fige 3.2 : Aspect du sol de Sidi Hadjres a) intact, b) broyé.....	21
Fige 3.3 : Format commercialisé de la chaux employée .....	22
Fig. 3.4 : Fibres de polypropylène.....	23
Fig. 3.5 : Préparation des essais de compactage .....	25
Fig.3.6 : L'essai de compression.....	26
Fig. 3.7 : (a) : pratiqué la rainure et crée une serré de chocs jusqu'à la fermeture des lèvres, (b) : prélèvement d'échantillon et dessiccation à l'étuve.....	28
Fig. 3. 8: Limite de liquidité a) Appareil de limite de liquidité ; b) l'échantillon avant l'essai ; c) l'échantillon après l'essai. ....	29
Fig. 3.9 Détermination de la limite de plasticité, (a) : formation d'une boulette de pâte et la rouler à la main pour former un rouleau, (b) : amincissement du rouleau jusqu'à ce qu'il se fissure à 3 mm de diamètre et prélèvement d'échantillon, (c) : dessiccation à l'étuve à 105°C pendant 24h. .....	30
Fig. 3.10 : Les éprouvettes de CBR avant et après l'exécution de l'essai. ....	31

Fig. 4.1 : variations des Limites d'Atterberg on fonction de la teneur en fibre .....	33
Fig. 4.2: Variation des caractéristiques de compactage en fonction du sable ajouté .....	34
Fig. 4.3 : variation la force de pénétration en fonction du foudroîment. ....	36
Fig. 4.4 : variation CBR en fonction la teneur en fibre. ....	36
Fig. 4.5 : la résistance à la compression on fonction de formations tenure de fibre .....	37
Fig. 4.6: variation de résistance à la compression en fonction de la fibre .....	38

## Liste des Tableaux

Tableau 2-1 Les caractéristiques physiques des fibre végétales les plus utilisées. (Dalila 2017)	13
Tableau 2-2 Les caractéristiques physiques et mécaniques de quelques fibres végétales. ....	14
Tableau 2-3 Caractéristiques des fibres de polypropylène (hayet 2016) .....	17
Tableau 3.1 : Caractéristiques géotechniques du sol étudié.....	21
Tableau 3.2: Caractéristiques géotechniques du sable étudié. ....	22
Tableau 3.3 : Propriétés physiques et chimiques de la chaux de Saida [Fiche technique]. ....	23
Tableau 3.4 : Propriétés techniques de la fibre utilisée.....	24
Tableau 4.1- Résultats d'essais des limites d'Atterberg. ....	24

**INTRODUCTION**

**GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

L'une des principales responsabilités des ingénieurs géotechniciens est la stabilisation du sol. Cette phrase fait référence à un ensemble de techniques pour améliorer la résistance du sol et/ou réduire les déformations sous les structures existantes. En outre, la fortification des sols ou des barrages des institutions tente d'augmenter leur capacité à supporter divers types de charges (permanentes, agricoles ou induites par l'eau). De nombreuses stratégies sont utilisées en géotechnique pour améliorer le sol. Il peut être entièrement chimique (ciment, chaux, cendres volatiles, malice, etc.) ou mécanique (ciment, chaux, cendres volatiles, malice, etc.). (Intégration d'éléments ou de renforts relativement solides). La décision entre ces approches, par contre, est déterminée par le type de sol à traiter, la nature du projet, la charge applicable (type et densité), Le premier type de méthode est communément appelé stabilisation, tandis que le second est appelé renforcement.

Le renforcement du sol est principalement réalisé en utilisant des composants résistants au linéaire alignés précédemment (métalliques ou géosynthétiques) ou des éléments courts (fibres) dispersés aléatoirement. La résistance augmente autour du renfort dans la première approche, ce qui favorise l'émergence de plans de cisaillement au niveau des inclusions et, par conséquent, nuit à la stabilité locale et/ou globale de la structure, surtout lorsqu'il y a de nombreuses couches de renforts continus. Dans la deuxième situation, cependant, les fibres dispersées au hasard empêchent la création de plans à faible résistance, améliorant potentiellement la sécurité du béton renforcé au sol.

En raison de ses avantages, les chercheurs étudient activement le renforcement des sols à l'aide de fibres, tant en théorie qu'en pratique. L'utilisation de fibres dispersées aléatoirement, par opposition aux renforts linéaires, offre divers avantages, selon la recherche. Les fibres, par exemple, peuvent être facilement ajoutées au sol et mélangées, tout comme le ciment, la chaux ou d'autres méthodes de stabilisation additive. En outre, ce procédé de renforcement réduit l'apparence des plans faibles et augmente la résistance du composite de manière isotrope (sol fibreux).

Les fibres peuvent être distinguées principalement par son matériau constitutif, en effet il existe des fibres en polypropylène, naturelles (végétales), en caoutchouc, de verre, etc. Ces fibres pouvaient être utilisées pour stabiliser les sols aussi bien cohérents que pulvérulents.

Cette étude a pour but d'améliorer les propriétés géotechniques d'une argile collectée de la région M'sila de Sidi Hadjres, Algérie Ce sol est bien connu pour son aspect très flexible

# INTRODUCTION GENERALE

---

et son excellente capacité de gonflement. En effet, les ingénieurs en exercice se sentent de plus en plus à l'aise avec ce terrain, surtout compte tenu de la richesse de l'expertise disponible (rapports de sol, travaux de recherche, cas pathologiques, règles de construction sur les planchers gonflables et surtout l'expérience des ingénieurs). Cependant, des recherches antérieures sur ce sol ont principalement utilisé une méthode strictement chimique (stabilisation au ciment et/ou à la chaux) Cependant, le but de cette recherche est de voir si une thérapie combinée stabilisera cette argile (chimique et mécanique). Les fibres de sable, de chaux et de polypropylène (PP) ont été utilisées comme agents de traitement. La conception expérimentale examine comment ces ajouts affectent divers éléments du comportement du sol (caractéristiques de résistance et de déformabilité). Les fibres de polypropylène ont été introduites dans diverses proportions : 0,3, 0,6, 0,9 et 1,2%.

En outre, cette étude complète celle menée par Chaa (2020) sur le terrain de Sidi Hadjres et utilisant les mêmes produits chimiques thérapeutiques. En effet, la recherche dépend fortement de ses résultats, en particulier dans le domaine de la résistance à la compression et au compactage. Le manuscrit est composé des chapitres suivants ;

- 1. Introduction générale**
- 2. Chapitre I : Concepts généraux sur les techniques d'amélioration des sols**
- 3. Chapitre II : Généralités sur l'utilisation des fibres en Génie Civil**
- 4. Chapitre III : Matériaux et procédure expérimentale**
- 5. Chapitre VI : Résultats et interprétation**
- 6. Conclusions générales**

**CHAPITRE 1 : CONCEPTS  
GÉNÉRAUX SUR LES  
TECHNIQUES  
D'AMÉLIORATION DES  
SOLS**

### **1.INTRODUCTION**

Dans le domaine du génie civil, la demande d'utilisation de terrains pour la construction n'a cessé d'augmenter au cours des dernières décennies. Dans ce cas, les ingénieurs sont parfois obligés de commencer à améliorer ou renforcer les sols médiocres (de faible portance).

Le renforcement des sols est un nouveau et spécifique domaine d'amélioration des sols, on peut les distinguer en deux grandes catégories :

Celles où la structure du sol est améliorée, notamment au niveau des contacts entre les grains, par un additif, un liant, un coulis, ou modifiée par réduction des vides entre les grains, pour atteindre un état plus dense, ce sont les techniques d'amélioration ou stabilisation des sols.

Celles où l'on place dans le sol des éléments structuraux pour augmenter principalement la résistance mécanique, ce sont les techniques de renforcement des sols.

Ce chapitre présente un abrégé sur les différentes techniques de renforcements des sols.

## 1.2 Les Argiles

### 1.2.1 Définition

Les argiles constituantes principaux des sols formés de particules fines ( $<2 \mu\text{m}$ ) résultent de la désintégration physique ou mécanique des roches suivie d'une transformation chimique. Elles sont très sensibles à la présence d'eau.

Ce type des sols sont cohésifs, compressibles, très difficiles à manipuler et à compacter et parfois gonflants. Ils sont très peu perméables, donc leur teneur en eau est très lente.

### 1.2.2 Minéraux argileux

Les minéraux argileux sont des phyllo silicates d'aluminium hydratés se présentant sous la forme de feuillets. La structure atomique des argiles est composée de deux éléments structurels de base (fig. 1) :

- Le tétraèdre de silice  $SiO_4$
- L'octaèdre d'aluminium  $Al_2(OH)_6$  ou de magnésium  $Mg_3(OH)_6$

Lorsque plusieurs ces éléments sont assemblés entre eux, ils créent des feuillets élémentaires tétraédriques et octaédriques reliés entre eux par des liaisons covalentes.

Pour des raisons de visualisation, ces feuillets sont représentés par un rectangle pour le feuillet octaédrique et un trapèze pour le feuillet tétraédrique (Fig. 1)

Différents minéraux argileux sont produits par l'assemblage des feuillets élémentaires en différentes combinaisons. Les types d'argiles les plus connues en géotechnique la kaolinite, l'illite, et la montmorillonite.

- La kaolinite est formée en empilant plusieurs couches de feuilles tétraédriques et octaédriques alternées, chacune d'une épaisseur de 0,72 nm, empilées les unes sur les autres. Ils sont maintenus ensemble par de fortes liaisons hydrogène qui les empêchent de se séparer. La kaolinite est utilisée dans la céramique, le papier, la peinture et la médecine.
- Illite est formée en empilant plusieurs couches de 0,96 nm d'épaisseur constituées d'une feuille octaédrique prise en sandwich entre deux tétraédriques feuilles (une inversée) comme le montre la figure 3.6b. Ils sont maintenus ensemble par des ions potassium, où les liaisons ne sont pas aussi fortes que dans la kaolinite.

# CHAPITER 1: Concepts généraux sur les techniques d'amélioration des sols

Montmorillonites également appelées smectites, ont la même structure atomique que l'illite, mais les couches sont maintenues ensemble par un van der Waals force. Lorsque l'eau pénètre entre les couches, elles sont facilement séparées et il y aura une augmentation substantielle du volume, connue sous le nom de gonflement. Les argiles de type montmorillonite sont appelées expansives ou des argiles réactives. Ils se dilatent en présence d'eau et rétrécissent lorsqu'ils sont séchés.

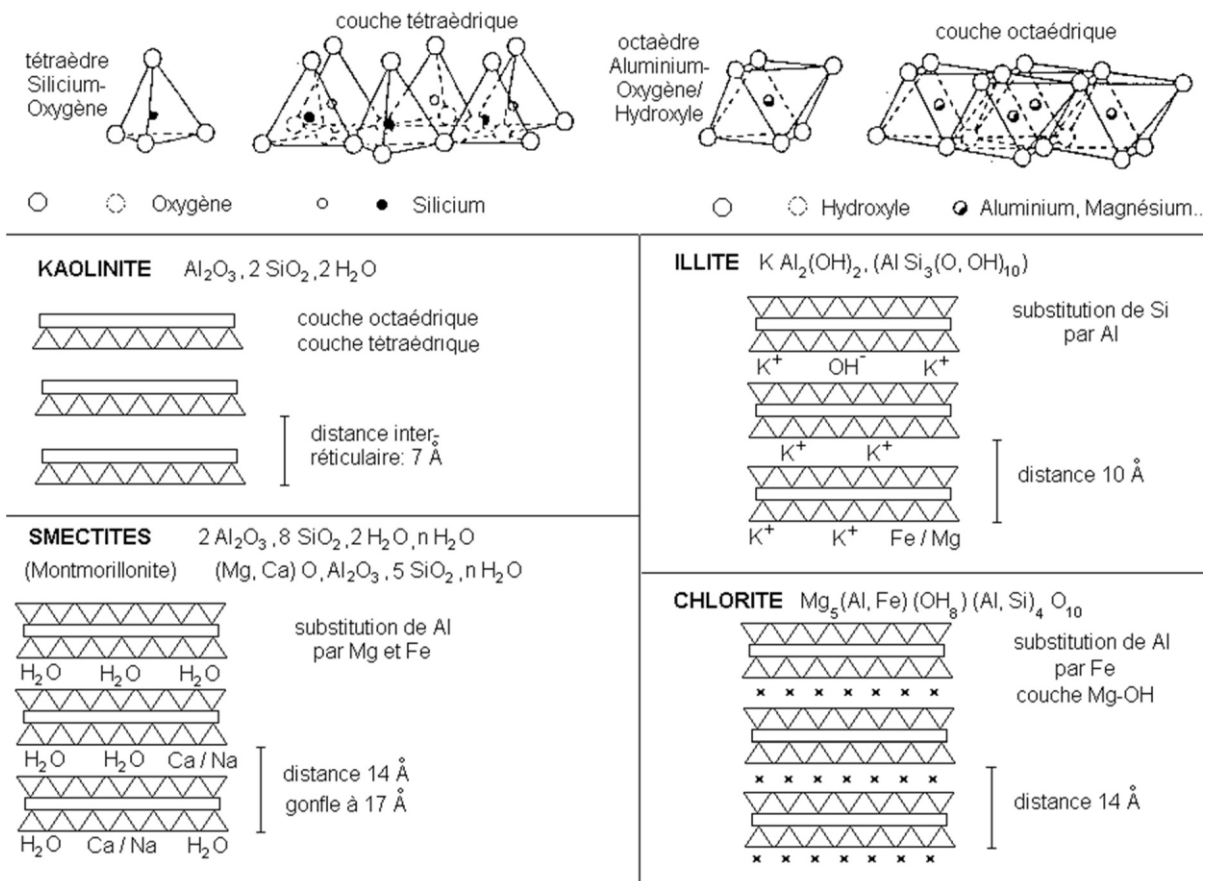


Fig. 1.1 structure des minéraux argileux

## 1.3 Les argiles gonflantes

### 1.3.1 Les sols argileux gonflants au sens géotechnique

Pour un géotechnicien ou un mécanicien des sols, un sol argileux est un matériau meuble ou déformable avec une proportion importante en éléments de taille inférieure à 80  $\mu m$  et 2  $\mu m$ . Ces éléments sont constitués de minéraux argileux mais aussi d'autres minéraux non argileux (quartz, feldspaths, carbonates, matière organique décomposée...). La nature et la proportion des minéraux argileux sont principalement responsables des caractéristiques géotechniques, du comportement hydrique et mécanique du matériau (plasticité, compressibilité, retrait et gonflement...). Les classifications géotechniques des sols utilisées

## CHAPITER 1: Concepts généraux sur les techniques d'amélioration des sols

par les acteurs du Génie Civil permettent de classer les sols et de les positionner suivant des critères précis et différents.

A l'échelle internationale, un exemple de classification USCS « Unified Soil Classification System » développée par le « The Corps of Engineers » (Holtz et Kovacs, 1981). Cette classification se base sur des critères granulométriques et sur les limites d'Atterberg. Ces critères couplés à ceux mécaniques et hydrauliques permettent de définir des domaines d'utilisation pour leur emploi dans le Génie Civil. Les sols argileux correspondent aux « Fine grained soils with 50 % or more passes n°200 sieve, soit un passant équivalent à un diamètre de 74  $\mu\text{m}$  en France. En fonction de la limite de liquidité ( $<$  ou  $>$  à 50 %), des sous-classes se distinguent telles que ML, CL, OL (Silts and clays with  $w_L \leq 50\%$ ) et MH, CH, OH (Silts and clays with  $w_L \geq 50\%$ ).

### 1.3.2 Le Gonflement au sens mécanique

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. Un sol est constitué de 3 phases : une phase solide (les particules solides), une phase liquide (eau interstitielle en général) et une phase gazeuse (bulles d'air). Le sol est saturé si la phase gazeuse disparaît, c'est-à-dire si tous les vides inters particulaires sont occupés par l'eau interstitielle. Considérons ici un élément de sol saturé à l'équilibre. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale  $\sigma$  (géostatique ou surcharge extérieure  $\sigma_e$ ), cette dernière se décompose selon la théorie de Terzaghi (1951) de la façon suivante :

$\sigma_e = \sigma = \sigma' + u$  où  $u$  désigne la pression interstitielle de l'eau des pores et  $\sigma'$  la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte exercée sur le squelette solide du sol.

Si l'élément de sol considéré est situé sous la nappe phréatique à une cote  $z$ , la pression interstitielle est égale à la pression exercée par la colonne d'eau sus-jacente, soit  $u_0 = \gamma_w \cdot z$ .

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau en surplus. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes, avec  $u_0 = 0$ ,  $\sigma' = \sigma_e$

Dans un milieu poreux, l'existence conjointe d'une phase gazeuse et liquide provoque le développement de ménisques capillaires air-eau. Le développement de ces ménisques dans la structure du sol est la caractéristique principale d'un milieu non saturé (Delage et Cui,

2000), et traduit une pression négative de l'eau appelée succion. Si la contrainte  $\sigma$  est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse, et immédiatement :

$$u = -\sigma_e, \sigma' = \sigma_e$$

La pression interstitielle  $u$  devient négative (succion négative) et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert d'une contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final où  $u = 0, \sigma' = 0$

Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à  $u_0$ , le gonflement exprime quant à lui la diminution de la succion ( $-u$ ) jusqu'à son annulation. La succion capillaire du terrain s'exprime alors par la relation

$$S = ua - uw$$

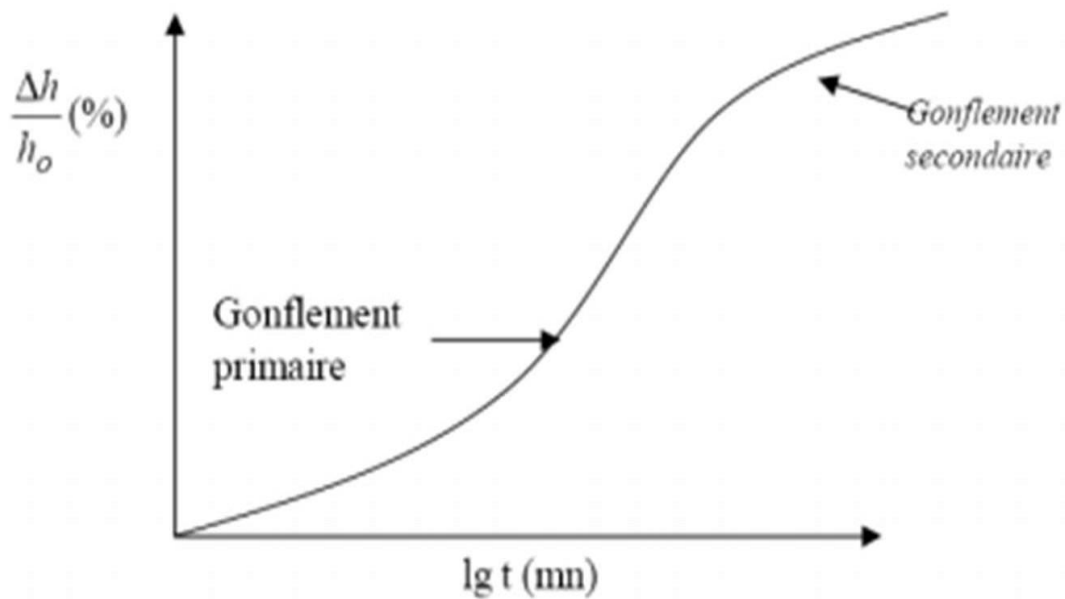
Où  $ua$  représenté la pression de l'air dans le sol et  $uw$ , la pression interstitielle de l'eau dans le sol.

### **1.3.3 Cinétique du gonflement**

Le processus de gonflement des sols argileux est contrôlé par plusieurs mécanismes superposés à différentes échelles et s'exprime de manière différée à l'échelle macroscopique. Par conséquent, la cinétique du gonflement s'exprime par la relation existante entre la déformation et le temps. Elle est en général très lente en raison de la faible perméabilité des argiles.

Serratrice et Soyez (1996) précisent que la cinématique du gonflement dépend de la nature des argiles, de leur état hydrique et de leur état de chargement. Suivant ces auteurs, la courbe de gonflement en fonction du logarithme du temps (Figure 1. 2) est obtenue, soit lors d'un essai de gonflement libre, soit lors d'un palier de déchargement. La déformation peut se décomposer en deux phases :

Un gonflement primaire et un gonflement secondaire (Alonso et al., 1989 ; Serratrice et Soyez, 1996 ; etc....).



**Fig. 1 .2 :** Courbe du taux de gonflement en fonction du temps.

La figure I .2 montre que l'évolution du taux de gonflement vertical ( $\Delta h/h_0$ ) en fonction du temps suit une loi hyperbolique suivant la relation suivante (Dakshanamurthy, 1978 ; Vayssade, 1978 ; Parce veaux, 1980).

Le gonflement primaire est une phase relativement rapide, qui est dû à la dissipation de succion dans les macropores du sol par migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités. Cette phase est contrôlée par le gradient de charge hydraulique et la perméabilité du sol. Elle dure en général quelques heures à quelques jours suivant le type et l'état de consolidation initial du sol argileux. La phase de gonflement secondaire est quant à elle liée à l'hydratation progressive des minéraux argileux de la structure et correspond à un processus de cinétique très lent d'après Alonso et al. (1989, 1991). Ces faibles vitesses de déformation sont en accord avec des observations faites dans des massifs de roche autour de tunnels notamment, où le processus de gonflement peut se dérouler pendant plusieurs années, voire plusieurs décennies (Steiner et al., 1993).

### 1.3.4 Identification des argiles gonflantes

L'identification des sols gonflants par observation de la micro structures des argiles (forme et assemblage). Cette démarche est coûteuse et ne donne pas des règles claires les paramètres mécaniques du retrait-gonflement. En revanche, une identification primaire peut s'effectuer sur la base des essais relativement simple et économique peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permettra de gagner en temps et en coût. Plusieurs approches empiriques

## CHAPITER 1: Concepts généraux sur les techniques d'amélioration des sols

riques sont décrites par différents auteurs permettant d'apprécier le potentiel de gonflement des sols (Tableaux 1- 3). En effet plusieurs classifications ont été proposés par différents chercheurs pour estimer le potentiel du gonflement en fonction des paramètres du sol tels que

Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)		Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)		Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980)	
$w_s$ (%)	Potentiel de gonflement	$I_R$ (%)	Potentiel de gonflement	$I_p$ (%)	Potentiel de gonflement
< 10	Fort	0 – 20	Faible	> 35	Très élevé
10 – 12	Critique	20 – 30	Moyen	22 – 48	Elevé
> 12	faible	30 – 60	Fort	22 – 32	Moyen
		> 60	Très fort	< 18	Faible

l'indice de plasticité, limite de retrait (Djedid et al. 2001).

### 1.4 PROCEDES D'AMELIORATION DES SOLS

Sur le terrain, le sol de fondation n'est pas toujours en mesure de supporter les charges de la structure, par exemple, un sol granuleux et meuble provoquera un tassement important sous la charge appliquée. Dans ce cas, selon la profondeur de la couche, un compactage statique ou dynamique peut être utilisé pour augmenter la résistance au cisaillement et le tassement.

Dans certaines mesures les couches de faible portance sont souvent rencontrées sous les fondations. En fonction de l'intensité de la charge appliquée et de la profondeur de la couche, le sol peut subir des déformations importantes. En effet, des techniques spéciales d'amélioration des sols sont nécessaires pour réduire les tassements, telles que le compactage (statique et dynamique), les colonnes ballastées, la terre armée, l'ajout des fibres, le drainage, la stabilisation chimique etc. Le choix entre ces méthodes dépend du type de sol à améliorer, la profondeur souhaitée, l'importance du projet et des moyens disponibles.

En pratique l'ajout de la chaux et le ciment modifié les caractéristiques physiques, mécaniques ou hydrauliques des sols fins, cette amélioration est nommée conventionnellement stabilisation.

Les méthodes de renforcement/amélioration des sols ont pour objectif de :

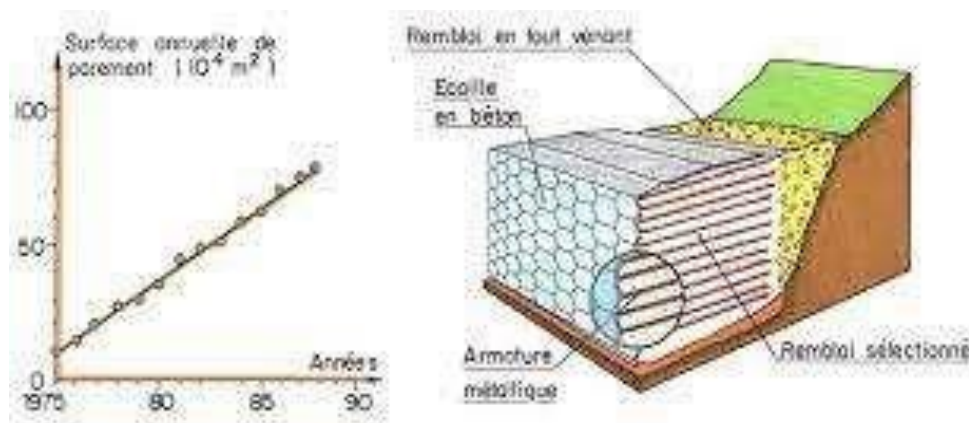
- Réduire les tassements de structures
- Améliorer la résistance au cisaillement et par conséquent la capacité portante des

sols de fondations

- Augmenter l'aspect sécurité dans les zones proches de surfaces probables de rupture de talus et de digues
- Réduire la déformation dimensionnelle des sols de retrait ou de gonflement pour sols fins

### 1.4.1 Renforcement des sols par éléments linéaires résistants (terre armée)

Dans les années 60, Henri Vidal dépose le brevet de la « Terre-Armée ». C'est un principe de renforcement des sols par l'association d'armatures métalliques et de remblai grenu, type sable, qui permet la formation d'un massif mécaniquement plus performant. Le parement de ce type de massif est constitué d'un parement béton modulaire dont l'élément de base est appelé écaille. Les écailles sont reliées aux armatures constituées, elles, en lanières métalliques. Alors on le résume comme suivant : Système de soutènement d'un massif ou remblai auto stable dont la stabilité est obtenue par frottement du sol sur des armatures métalliques



### MURS EN TERRE ARMÉE

plates et crénelées reliées à des écailles de béton.

Fig. 1.2. Terre armée

### 1.4.2 Renforcement des sols par éléments discrets ou fibres

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques consistant à améliorer la résistance initiale du sol par l'inclusion d'éléments résistants prés-orientés, ou en utilisant des fibres discrètes aléatoirement distribuées. Dans la première technique, la résistance à la

traction au cisaillement dans les sols entourant l'armature augmente, ce qui favorise l'apparition de plans de cisaillement au niveau des inclusions et affecte la stabilité locale et globale des ouvrages, en particulier lorsqu'il existe plusieurs couches d'armatures continues.

Cependant, dans le deuxième cas, les fibres distribuées de façon aléatoire réduisent la formation de plans faibles, ce qui pourrait augmenter la stabilité à long terme des ouvrages en terre renforcée. Le renforcement des sols renforcés par fibres a été de plus en plus étudié par les chercheurs en géotechnique tant sur le plan théorique qu'expérimental en raison de ses avantages.

L'utilisation de fibres distribuées de manière aléatoire comme renforts présente plusieurs avantages par rapport aux géo synthétiques linéaires, notamment: des fibres discrètes peuvent être simplement ajoutées et mélangées avec du sol, de la même manière que le ciment, la chaux et d'autres additifs; les fibres distribuées de façon aléatoire peuvent limiter les plans de faiblesse potentiels qui peuvent se développer parallèlement au renforcement orienté conventionnel et fournir une augmentation isotrope de la résistance du composite de sol. Les fibres réparties aléatoirement peuvent être distinguées par leur matériau, en effet, de nombreux types de fibres sont.

### **1.4.3 Stabilisation chimique des sols**

Le traitement des sols par un liant hydraulique vise à rendre un sol, dont les caractéristiques ne seraient pas adéquates, apte à supporter une chaussée, une plateforme (parking, aire commerciale ou industrielle) ou tout simplement le passage d'engins de travaux. Ce traitement vise également à le rendre résistant aux aléas climatiques auxquels il peut être soumis. L'idée de base, éminemment économique, du traitement de sol est de considérer le sol lui-même comme un matériau. Cette technique, développée dans les années 50 pour la réalisation d'assises de chaussées dans des pays tropicaux, s'est acclimatée en France dans les années 60.

### **1.4.4 Traitement par chaux**

La chaux se trouve sous plusieurs formes, oxyde de calcium  $\text{CaO}$ , hydroxyde de calcium  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , chaux dolomitique (magnésienne)  $\text{CaO} \cdot \text{MgO}$ , chaux dolomite monohydrate  $\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{MgO}$ . Le dosage en chaux varie en fonction des sols et des résultats recherchés généralement compris entre 5 et 10%.

Les sols fins à teneur élevées en argiles ou limons présentent une faible résistance vis-à-vis des sollicitations d'ordre climatique : ils gonflent en présence d'eau, se rétractent par sécheresse. Le traitement à la chaux est recommandé pour les sols dont la teneur en argile est supé-

rieure à 40%.

Une fois la chaux est ajoutée aux sols fins, elle modifie sensiblement son comportement. En effet la chaux :

- Réduit la teneur en eau dans le sol par l'action combinée de trois phénomènes, l'apport de matières sèches, la consommation d'eau durant l'hydratation et par évaporation
- Change l'aspect physique du sol d'un état plastique à un état solide et réduit son sensibilité à l'eau.
- Agglomère les particules fines donnant des particules plus grossières et friables
- Modifie les caractéristiques de compactage ; par diminution de la densité sèche maximale et augmentation de la teneur en eau optimale
- Améliore la portance du sol ; par augmentation de l'indice de portance immédiat



**Fig. 1.3** Traitement à la chaux

### 1.4.5 Traitement par ciment

Le ciment est un additif qui peut être utilisé pour la stabilisation du sol dont il augmente la résistance, limite le retrait, diminue la plasticité et réduit le potentiel des variations de volume.

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel.





**Fig. 1.4.** Traitement par ciment

### **1.5 Conclusion**

Dans ce chapitre une description générale sur les argiles et les méthodes d'amélioration de sols a été présentée (renforcement des sols par éléments linéaires résistants, renforcement par fibre, traitement par chaux, traitement par ciment). Ces techniques permettent d'augmenter la résistance du sol ainsi que réduire la déformabilité sous l'effet du chargement appliqué.

**CHAPITER 2 :**  
**GÉNÉRALITÉS SUR**  
**L'UTILISATION DES**  
**FIBRES EN GÉNIE CIVIL**

### **2.1 INTRODUCTION**

Les fibres de renfort confèrent aux composites leurs caractéristiques mécaniques comme la rigidité, la résistance à la rupture et la dureté. Elles peuvent améliorer aussi certaines de leurs propriétés physiques telles que le comportement thermique, la résistance à l'abrasion. Les qualités recherchées des fibres sont leurs caractéristiques mécaniques élevées, leur masse volumique faible, la facilité de leur mise en œuvre et leur faible coût.

Les fibres sont classées selon leur origine (naturelle ou artificielle), leur forme (droite, ondulée, aiguille), leur dimension (macro ou microfibres) et leurs propriétés mécaniques. (Mohammed, raissel 2017).

### **2.2 TYPES DES FIBRES**

On retrouve sur le marché plusieurs types de fibres, elles peuvent être classées par familles, un choix approprié du type de fibre à utiliser est essentiel. Chaque type de fibre possède des caractéristiques particulières qui les rendent apte à servir à une utilisation plutôt qu'à une autre. Ainsi l'adoption d'une fibre influencera les facteurs suivants :

- ✓ Densité,
- ✓ Résistance tension et en compression,
- ✓ Résistance aux impacts et à la fatigue,
- ✓ Module d'élasticité,
- ✓ Conductivités thermique et électrique,
- ✓ Stabilité dimensionnelle,
- ✓ Résistance aux conditions environnementales. (Siham et aicha 2016).

#### **2.2.1 Fibres naturelles**

Les fibres naturelles sont classées généralement en fonction de leurs origines : Animale, végétale et minérale. Les fibres d'origine végétale sont constituées majoritairement de cellulose et possèdent des propriétés mécaniques supérieures à celles d'origine animale. Ces dernières, telles que la laine et la soie, sont largement utilisées dans le domaine du textile. Les fibres d'origines végétales peuvent être classées en sous familles selon d'où elles ont été extraites ; graines, fruits, écorce, feuilles, bois, tiges ou canne. (Dalila 2017).

## CHAPITER 2 : Généralités sur l'utilisation des fibres en Génie Civil

### 2.2.2 Les fibres animales

Les fibres naturelles sont issues d'animaux et se divisent en trois groupes principaux, la laine, les poils, la soie naturelle.

### 2.2.3 Fibres végétales

Les fibres végétales sont extraites des plantes, soit de la tige comme le lin et le chanvre, soit de la feuille comme les fibres de palmier dattier voir même du fruit lui-même comme la noix de coco. Elles font partie de la biomasse. Elles sont caractérisées par une faible densité, un pouvoir d'isolation thermique, des résistances élevée sen traction, et une biodégradabilité qui constitue un avantage majeur pour l'écologie. Leurs principaux composants sont la cellulose, l'hémicellulose, la lignine et les pectines. Leurs proportions déterminent l'ensemble des propriétés de fibre.



Fig. 2.1 Fibres de chanvre

Tableau 2-1 Les caractéristiques physiques des fibre végétales les plus utilisées. (Dalila 2017)

Fibre	Diamètre (mm)	Densité (g/cm <sup>3</sup> )	Teneur en eau à l'état naturel (%)	Absorption d'eau après 5 min (%)	Absorption d'eau à la saturation (%)
Sisal	1.5 1.37 0.75- 1.07	1.5-1.37 0.75- 1.07	10.97-14.44	89.30 67-92	92 190-250
Noixde coco	1,2 0,11 -0,53	1 ,21- 1,17 0,67 – 1,00	11,44 – 15,85	43,20 22-28	80,40 58-135

## CHAPITER 2 : Généralités sur l'utilisation des fibres en Génie Civil

Généralement une fibre végétale est caractérisée physiquement par son diamètre sa densité et son teneur en eau et son pourcentage d'absorption d'eau. Et elle est caractérisée mécaniquement par sa résistance à la traction, son élongation à la rupture et son module d'élasticité.

Les propriétés physiques et mécaniques des fibres végétales ont été traitées par beaucoup de chercheurs.

**Tableau 2-2** Les caractéristiques physiques et mécaniques de quelques fibres végétales.

Fibre	Densité (g/cm <sup>3</sup> )	Allongement à la rupture (%)	Résistance à la traction (Map)	Module de Young (Gap)
Cotton	1.5 –1.6	7 .0–8.0	587-597	5.5-12.6
Jute	1 .3	1.5-1.8	393-373	26.5
Line	1.5	2.7-3.2	345-1035	27.6
Chanvre	-	1.6	690	-
Ramie	-	3 .6-3.8	400-938	61.4-128
Palmier dattier	0.51-1.08	7.5-17.4	170-290	2 .1-5.25

### 2.2.4 Fibres métalliques

Ce type de fibre, qui regroupe les fibres d'acier et les fibres de fonte amorphe, a été et reste encore l'objet de recherches très importantes dans le monde. On se limite aux fibres d'acier qui sont sans doute les plus utilisées dans le domaine du génie civil. En effet, les propriétés mécaniques du béton renforcé par ces fibres sont influencées par la résistance d'adhésion interfaçage entre fibre et matrice. (Dalila 2017).



**Fig. 2.2** fibres métalliques

### 2.2.5 Fibres synthétiques

Cette catégorie est apparue à la fin des années 30. Certaines de ces fibres furent découvertes, par accident, lors de recherches sur les explosifs (plastiques). Les polyamides ont été les premières fibres synthétiques à prendre d'assaut le marché et les magasins. L'effort de guerre donna un élan aux fibres synthétiques puisque certaines fibres naturelles devaient être remplacées. Par exemple, la soie servant à faire des parachutes se faisait plus rare puisque les routes. D'approvisionnement étaient bloquées. Le polyester arriva rapidement sur le marché, suivi par plusieurs autres fibres (Siham et aicha 2016).

#### ➤ **Fibre de verre**

Sous leur forme habituelle, elles sont caractérisées par une très grande fragilité aux chocs attribuée à une sensibilité élevée à la fissuration, sous la forme de fibre de faibles diamètres, le verre perd ce caractère acquière de bonnes caractéristiques mécaniques et sont utilisées pour fabriquer des éléments de faibles épaisseurs, avec des matrices de pâte ou mortier ou de micro béton. (hayet 2016).



**Fig. 2.3** Fibres de Verre

### ➤ **Fibres de polypropylène**

Les fibres de polypropylène sont fabriquées depuis 1954 par l'industrie textile. Le polypropylène est un polymère cristallisable de la famille des polyoléfines des produits chimiques. Il a connu une extension croissante dans ce domaine où il apporte les avantages

Suivants : déformabilité élevée, imputrescibilité et bonne résistance en traction qui peut atteindre 800 Map. Ces fibres sont utilisées dans les bâtiments pour l'élaboration de revêtement de façades dans plusieurs constructions (Londonderry House Hôtel), ainsi que l'élaboration de panneaux décoratifs de 33cm d'épaisseur et aussi dans la réalisation des canalisations et des pieux. Les fibres de polypropylène sont en général assez longues (30 à 60 mm), légères et ne sont pas attaquées par le ciment. Leur module d'élasticité plus faible que la pâte durcie. Il convient de les utiliser de préférence pour les pièces minces devant résister, soit à l'action corrosive de certaines ambiances dans lesquelles l'acier pourrait se corroder rapidement, soit aux chocs mécaniques. (Siham et aicha 2016).



**Fig. 2.4 :** Fibre de polypropylène.

**Tableau 2-3** Caractéristiques des fibres de polypropylène (hayet 2016)

Fibres	Polypropylène
Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	10 – 200
Longueur (mm)	25 – 75
Rt (Map)	400 – 750
Densité	0.9
E $10^3\text{Map}$	5 – 10
Allongement à la rupture en %	15 – 25
$R_{\text{Feu}}$ Temps Max C°	150
Coefficient de dilatation ( $\mu/\text{m}$ )	90

### ➤ **Fibres de caoutchouc**

Les fibres issues des déchets caoutchouteux dans en génie civil, notamment dans le béton et les sols, est considérée comme une solution intéressante sur les plans économique et environnemental, en effet, elle permette de réduire les impacts écologiques des déchets de caoutchouc sur l'environnement et la santé de L'être humain, d'une part, et de réduire les besoins en matière première, d'autre part.



**Fig. 2.5** Fibres caoutchouteuses ((Moussab, 2018)

### 2.3 UTILISATION DANS LA STABILISATION DES SOLS

La stabilisation des sols par fibres est une technique moderne qui consiste incorporer des fibres au sein du sol pour but de renforcement et la stabilisation de ce dernier, Pour le cas des fibres synthétiques, elles sont utilisées généralement pour augmenter les résistances à la compression et au cisaillement. (Mahdi, 2019).

#### 2.3.1 Effet des fibres sur le comportement des sols sableux

L'effet de l'incorporation des fibres sur le comportement des sableux a été étudié par (Meddah and Merzoug, 2017)

Les fibres ont été ajoutées à l'argile en différents dosages 0,3, 0,6, 0,9, et 1,2%. Puisque le comportement des sols argile est fortement lié à la densité du sable et à la contrainte de confinement appliquée, chacun de ses pourcentages a été soumis aux trois contraintes normales (100, 200 et 400 kPa), et à deux niveaux de compacité (lâche et compacte). La démarche expérimentale entreprise dans cette étude consiste en l'étude de l'influence des fibres sur les propriétés mécaniques du sable. Les principaux résultats rapportés par les auteurs sont :

## **CHAPITER 2 : Généralités sur l'utilisation des fibres en Génie Civil**

---

- Les déformations s'évaluent plus lentement en présence des fibres, ce qui signifie que son existence dans le sable réduit la cinétique de développement des déformations et rend la rupture plus ductile.
- La résistance au cisaillement et le déplacement maximal augmente avec l'augmentation du dosage en fibres.
- L'existence de la fibre dans le squelette granulaire empêche le déplacement relatif entre les grains créant ainsi un frottement supplémentaire.

### **2.3.2 Effet des fibres sur le comportement des sols argileux**

L'effet des fibres sur l'argile ont été étudié par (Mahdi, 2019) dont les principales conclusions obtenues dans son travail sont les suivantes :

- L'ajout des fibres de polypropylène améliore le comportement du sol vis à vis du poinçonnement immédiat du sol.
- Le renforcement du sol par les fibres de polypropylène améliore la résistance en compression par 220%.
- Le traitement combiné chimique-mécanique améliore sensiblement la portance des sols renforcés de fibres.
- L'effet du ciment sur le comportement du sol renforcé n'a pas complètement quantifié puisque le sol se trouve à l'état humide ce qui affecte le processus d'hydratation du ciment.

### **2.4 CONCLUSION**

L'utilisation des fibres dans le domaine du génie civil a connu un développement rapide durant les dernières années. Dans de nombreuses applications, l'utilisation des fibres peut augmenter le facteur de sécurité, et réduire les coûts en comparaison avec les matériaux classiques. (Mahdi, 2019)

**CHAPITER 3 :**  
**MATÉRIAUX ET**  
**PROCÉDURE**  
**EXPÉRIMENTAL**

### 3.1 INTRODUCTION

Un programme expérimental a été entrepris pour mieux comprendre l'effet de (sable de dunes ; la chaux et les fibres PP) sur les propriétés géotechniques d'un sol argileux prélevé de la zone de Sidi Hadjres. Utilisée Outre les essais d'identification, ce chapitre comprend les différentes techniques expérimentales utilisée dans le laboratoire. Toutes les analyses ont été réalisées sur la fraction inférieure à 2 mm Les essais ont été effectués au niveau du laboratoire des matériaux et mécanique des structure (LMMS) et BERM (M'sila).

### 3.2 MATERIAUX UTILISES ET PREPARATION

#### 3.2.1 Sols naturels

##### 3.2.1.1 Lieu de prélèvement

Le sol utilisé dans cette étude a été prélevé de 4m profondeur, de la ville de Sidi-hadjres wilaya de m'sila (Algérie) (Fig. 3.1), les coordonnées géographiques du site d'étude sont ( $35^{\circ}40' 30''$  N et  $4^{\circ}02' 16''$  E).

Après extraction, le sol a été placé dans des sacs en plastique, transportés au laboratoire et sou placés à l'étuve à  $50^{\circ}\text{C}$  durant 24h. Après séchage, les sols ont été ensuite concassés et broyés pour la préparation d'éprouvettes d'essais (Fig.3.2).



Fig. 3.1 Sidi-hadjres wilaya de m'sila (Algérie)



**Fig. 3.2** : Aspect du sol de Sidi Hadjres a) intact, b) broyé

### 3.2.1.2 Identification et caractérisation

Le Tableau 3.1 représente les différentes caractéristiques physico-mécaniques de sol étudié ainsi que leur classification géotechnique. Ces caractéristiques ont été déterminées suivant les normes américaines (ASTM). Les propriétés chimiques sont reportées dans le Tableau 3.1 (Goufi et al, 2021).

**Tableau 3.1** : Caractéristiques géotechniques du sol étudié.

	Propriété	Valeur
Caractéristiques de plasticité ASTM D-4318	Limite de liquidité [%]	85.9
	Limite de plasticité [%]	33.9
	Indice de plasticité	52
Caractéristiques physiques ASTM D-831	Masse volumique absolue [g/cm <sup>3</sup> ]	2.7
	Gravie (>5 mm) [%]	0
Caractéristiques granulométriques ASTM D-421 & 422	Sable (5-0.08) [%]	2
		23
	Limon (0.08-0.002) [%]	
	Argile (< 0.002 mm) [%]	75
Classification	CH: High plasticité USCS	Clay (Argile très plastique)
Caractéristiques de compactage ASTM D-698	Teneur en eau optimale [%]	24.58
	Densité sèche maximale	1.56
Caractéristiques mécaniques	Résistance à la compression ASTM D-2166	256

## CHAPITER 3 : Matériaux et Procédure Expérimental

### 3.2.2 Sable de dunes

Nous avons utilisé un sable localement commercialisé (Sable d'Oued souf). Les propriétés physiques de ce sable sont groupées dans le Tableau 3.2.

**Tableau 3.2:** Caractéristiques géotechniques du sable étudié.

Propriétés	Symbole	Valeur
Masse volumique apparente, (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$	2,05
Masse volumique absolue	GS	2,65
Analyse granulométrique par tamisage NF P94-056	% Sable	99,6
	% Fines	0,4
Coefficient d'uniformité	$C_U$	2,53
Coefficient de courbure	$C_C$	1,16
Classification du sol (USCS)	- SP (Poorly-graded sand: Sable mal gradué)	
Equivalent sable	ESV (%)	88,56
	ESP (%)	86,39

### 3.2.3 La chaux

La chaux est obtenue par cuisson de roches calcaires dans des fours droits ou rotatifs à une température variable de 900 à 1250°C. On distingue plusieurs types de chaux, selon la composition chimique de la roche d'origine.

La chaux utilisée dans cette étude est une chaux vive produite par la société BMSD-SARL située dans la ville de Saïda, Algérie (Fig3.3). Les propriétés physiques et chimiques de cette chaux sont présentées dans le Tableau 3.3.



**Fig. 3.3 :** Format commercialisé de la chaux employée

## CHAPITER 3 : Matériaux et Procédure Expérimental

**Tableau 3.3** : Propriétés physiques et chimiques de la chaux de Saida [Fiche technique].

Paramètre	(%)
CaO	> 83.3
MgO	< 0.5
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	< 2
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	< 1.5
SiO	< 2.5
SO <sub>3</sub>	< 0.5
Na <sub>2</sub> O	0.4 - 0.5
CO <sub>2</sub>	< 5
CaCO <sub>3</sub>	< 10
Densité spécifique	2
Plus de 90 µm (%)	< 10
Plus de 630 µm (%)	0
Matériaux insolubles(%)	< 1
Densité apparente (g /l)	600-900

### 3.2.4. Fibres

Nous avons utilisé les fibres de polypropylène (PP) (fig. 3.4). Ces caractéristiques techniques sont présentées dans le Tableau 3.4



**Fig 3.4** : Fibres de polypropylène.

## CHAPITER 3 : Matériaux et Procédure Expérimental

**Tableau 3.4** : Propriétés techniques de la fibre utilisée.

Propriété	Valeur
Type	Polypropylène
Longueur moyenne (mm)	6
Diamètre moyen (mm)	0.034
Rapport d'aspect (L/d)	176
Résistance à la rupture (MPa)	350
Module d'élasticité (MPa)	3500
Point de fusion	165 ° C
Point de combustion	590 ° C
Résistance aux acides et aux alcalis	Très forte

### 3.3 METHODES EXPERIMENTALES

#### 3.3.1 Détermination des caractéristiques de compactage

Les caractéristiques de compactage d'un sol, dénommées respectivement la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale, sont très utilisées en géotechnique pour l'identification des sols et l'étude du compactage notamment dans la construction des remblais, des couches de forme et des assises de chaussées. Elles sont déterminées à partir de l'essai Proctor normal ou modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, sauf que les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée sont différentes.

Le principe de ces essais consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et le compacter selon un procédé et une énergie conventionnelle (Fig. 3.5). Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

Les résultats obtenus sont ensuite portés sur la courbe Proctor qui est caractérisée généralement par une valeur maximale marquée de densité. Par définition, les coordonnées du sommet représentent la masse volumique sèche maximale et l'optimum Proctor.

Les essais de compactage sont réalisés conformément à la norme ASTM D698. Ces essais avaient pour but de fournir les paramètres de compactage pour des échantillons remoulés à compression simple et CBR.



**Fig. 3.5 :** Préparation des essais de compactage

### 3.3.2. Résistance à la compression uni-axiale

La résistance à la compression non confinée a été effectuée sur des échantillons du sol conformément à la norme ASTM D2166. Chaque échantillon est compacté dans un moule cylindrique ( $\Phi=5\text{cm}$ ,  $h=10\text{cm}$ ) avec les caractéristiques de l'optimum Proctor.

Après démoulage, tous les échantillons ont été enduits de la cire comme indiqué sur la (Fig3.6). Pour déterminer l'effet de la période de durcissement sur la propriété de résistance les échantillons d'essai ont été cirés pour maintenir leur teneur en eau optimal pendant 28 jours. Après chaque période de cure, l'essai de compression non confinée est réalisé au moyen d'une presse hydraulique.

La valeur de la résistance à la compression maintenue représente la moyenne de deux valeurs, pour chaque combinaison considérée.



Fig. 3.6 : L'essai de compression

### 3.3.3 Propriétés étudiées

#### a) Limites d'Atterberg

La limite de plasticité ( $W_p$ ), la limite de liquidité ( $W_L$ ) et l'indice de plasticité (IP) ont été obtenus conformément à la norme ASTM D4318. Les variations de l'indice de plasticité de sol argileux non traités avant et après les mélanges ajoutés ont ensuite été étudiées. Les sols séchés à l'air (passant au tamis 425 $\mu$ m) et les fibres de polypropylène (PP) et la chaux et le sable et mélangez le tout à état sec. L'eau distillée a été ajoutée au mélange obtenu pour permettre à l'eau de se diffuser et de passer à travers le mélange de sol, à partir des pâtes, les échantillons mélangés ont été placés dans un sac hermétiquement fermé pendant 24 heures avant le test après ce traitement.

#### b) Limite de liquidité

La totalité du matériau est malaxée afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide. Après en procédant à remplir une coupelle propre et sèche, avec une spatule, d'une masse de pâte d'environ 70g. Cette pâte est étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, présente en fin d'opération un aspect symétrique par rapport à l'axe vertical de la coupelle (Fig. 3.7a). Ensuite, on partage la pâte en deux parties au moyen de l'outil à rainurer. On actionne la came de façon à soumettre la coupelle à une série de chocs à une cadence de 2 coups pas seconde.

On note le nombre de chocs (NC) nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 13 mm (Fig. 3.7b). L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte mais avec une teneur en eau différente à chaque fois. L'essai n'est poursuivi que lorsque NC est compris entre 15 et 35. Les nombres de chocs de la série d'essais doivent encadrer 25 et l'écart entre deux valeurs consécutives doit être inférieur ou égale à 10. Enfin, on prélève à partir de la coupelle à l'aide d'une spatule, environ 5 g de pâte, de chaque côté des lèvres de la rainure pour en déterminer la teneur en eau par dessiccation à l'étuve. La limite de liquidité ( $W_L$ ) est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 13 mm des lèvres de la rainure après 25 chocs.

Elle est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales (NC,  $W_L$ ) pour au moins quatre couples de valeurs.

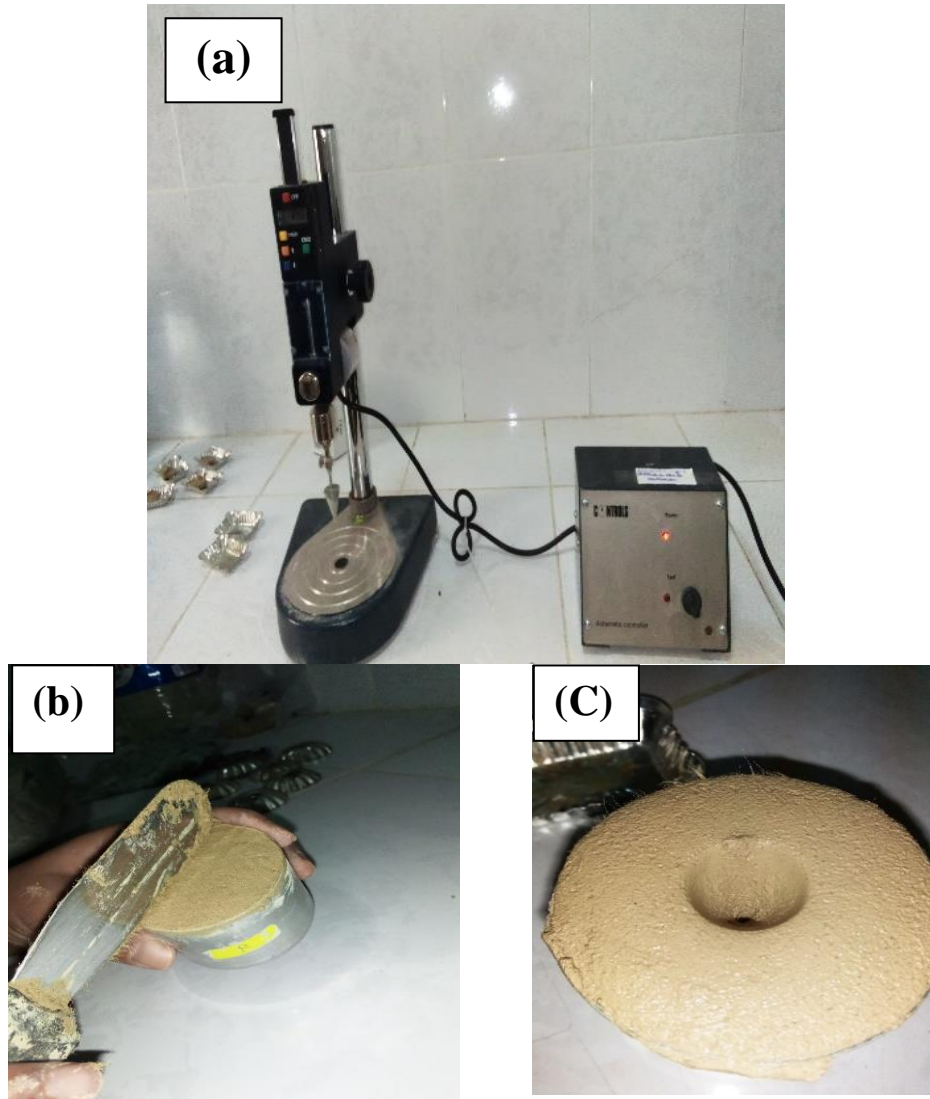
La  $W_L$  est obtenue pour une valeur de NC égale à 25 coups. Elle est exprimée en pourcentage et arrondie au nombre entier le plus proche.



**Figure. 3.7 :** (a) : pratiqué la rainure et crée une serré de choes jusqu'à la fermeture des lèvres, (b) : prélèvement d'échantillon et dessiccation à l'étuve.

Une autre méthode de détermination de la limite de liquidité qui est populaire en Europe et en Asie est la méthode du cône de chute (British Standard—BS1377). Dans ce test, la limite de liquidité est définie comme la teneur en humidité à laquelle un cône standard d'angle au sommet de  $30^\circ$  et de poids de 0,78 N (80 gf) pénétrera sur une distance  $d = 20$  mm en 5 secondes lorsqu'il tombera d'une position point de contact avec la surface du sol (Fig. 3.8.a).

La (Fig. 3.8.b). montre la photographie d'un appareil à cône de chute. En raison de la difficulté à atteindre la limite de liquidité à partir d'un seul test, quatre tests ou plus peuvent être effectués à différentes teneurs en humidité pour déterminer la pénétration du cône de chute,  $d$ . Un graphique semi-logarithmique peut alors être tracé avec la teneur en humidité ( $w$ ) en fonction de la pénétration du cône  $d$ . Le tracé donne une ligne droite. La teneur en eau correspondant à  $d = 20$  mm est la limite de liquidité).



**Fig. 3. 8:** Limite de liquidité a) Appareil de limite de liquidité ; b) l'échantillon avant l'essai ; c) l'échantillon après l'essai.

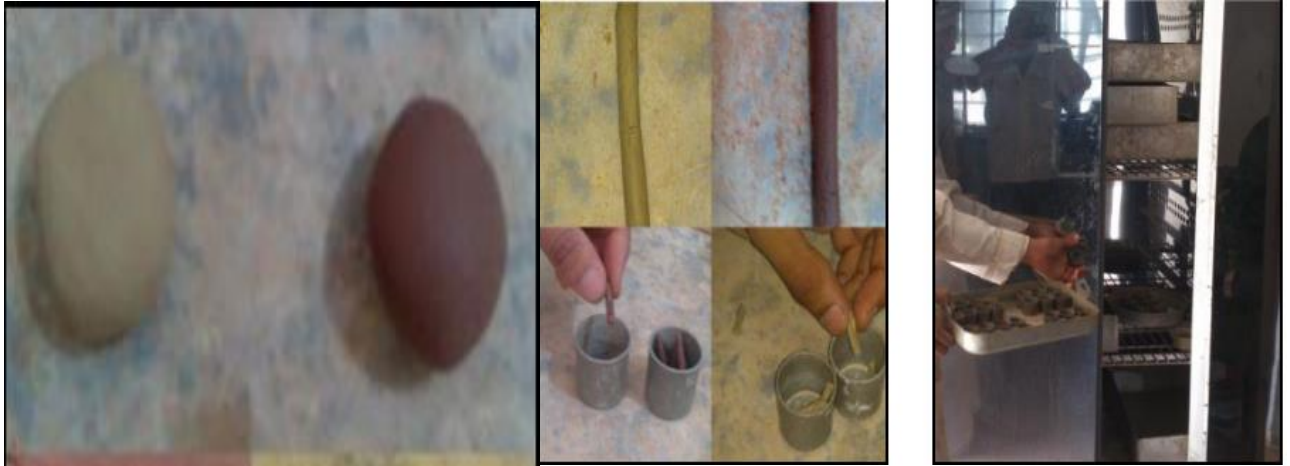
### c) Détermination de la limite de plasticité

On forme une boulette de la pâte préparée auparavant et la rouler sur une plaque lisse à la main de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre et 10 à 15 cm de longueur.

La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm Une fois les fissures apparues, on prélève la partie centrale du rouleau et la placer dans une capsule de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve afin de déterminer sa teneur en eau (Fig. 3.9).

## CHAPITER 3 : Matériaux et Procédure Expérimental

La limite de plasticité ( $W_p$ ) est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3 mm. Cette limite de plasticité est la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de trois essais. La valeur est exprimée en pourcentage.



**Fig. 3.9** Détermination de la limite de plasticité, (a) : formation d'une boulette de pâte et la rouler à la main pour former un rouleau, (b) : amincissement du rouleau jusqu'à ce qu'il se fissure à 3 mm de diamètre et prélèvement d'échantillon, (c) : dessiccation à l'étuve à 105°C pendant 24h.

### 3.3.4 L'essai CBR

L'essai CBR est couramment adopté pour déterminer la capacité portante du sol de fondation et de fondation. L'essai CBR est également utilisé pour mesurer la résistance du sol de fondation contre la charge pénétrante.

Plus la valeur CBR est élevée, plus l'épaisseur des couches supérieures de la chaussée sera réduite et, par conséquent, le coût de construction sera réduit. L'essai CBR est effectué dans cette recherche selon la norme ASTM D1883 (2007). Un premier mélange sec uniforme de sol, chaux, sable et fibre est préparé à la main puis mélangé avec de l'eau  $W_{opt}$ .

Le mélange humide résultant est placé sur un moule CBR en trois couches et chaque couche est compactée 56 fois par un dame de 2,49 kg avec une hauteur de coups de 305 mm. Le moule CBR avec l'échantillon compacté est ensuite stocké pour la durcir pendant 28 jours. (Fig.3.10).

Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante (1.27mm/min) dans une éprouvette de

## CHAPITER 3 : Matériaux et Procédure Expérimental

matériau. Durant de l'essai, la courbe effort-déformation est établie sur l'anneau dynamométrique la force nécessaire aux enfoncements de 1.25mm, 2mm, 2.5mm, 5mm, 7.5mm, et 10mm on définit les valeurs caractéristiques suivantes :

$$I_1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5mm(kN)}}{13.35} \times 100$$

$$I_2 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5mm(kN)}}{19.93} \times 100$$

L'indice recherché est par convention la plus grande des deux valeurs :  $\max(I_1 ; I_2)$ .



**Fig. 3.10** : Les éprouvettes de CBR avant et après l'exécution de l'essai.

### 3.4. CONCLUSION

Les matériaux sélectionnés dans ce travail de mémoire ont été d'abord identifiés et caractérisés tout en déterminant leurs propriétés physico-mécaniques, chimiques qui permettent enfin, de commenter, d'interpréter et de se comparer aux résultats issus du programme expérimental entrepris. Les échantillons ont été préparés selon la nature et le type d'essai tout en respectant les normes ASTM. Les différents effets apportés par l'utilisation du sable, chaux et fibre sur le comportement physico-mécanique de sol argileux stabilisés. Les résultats de différents essais réalisés seront présentés, analysés et discutés dans le Chapitre suivant à savoir : les limites d'Atterberg, Compactage, la résistance à la compression non confinée et CBR.

**CHAPITRE 4 :**  
**RÉSULTATS ET**  
**INTERPRÉTATION**

## CHAPITER 4 : Résultats Et Interprétation

### 4.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente les résultats des essais effectués en utilisant différents pourcentages du composite (Sable(S), Chaux(C), Fibre (F)) par le mélange en poids sec avec le sol comme expliqué au chapitre trois pour étudier le comportement de sol argileux tendres sous l'effet de ces deux pourcentages différents de stabilisants et le renforcé par de fibre.

### 4.2 LIMITES D'ATTERBERG

Les résultats expérimentaux concernant la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité du sol fin argileux amélioré sont présentés dans le tableau 4.1.

**Tableau 4.1-** Résultats d'essais des limites d'Atterberg

<b>Combinaison</b>	<b>Limite de liquidité</b>	<b>Limite de plasticité</b>	<b>Indice de plasticité</b>
<b>Sol naturel</b>	85.9	33.9	52
<b>S20L3,34F0</b>	65,33	43	22,64
<b>S20L3,34F0,3</b>	64,91	45,08	19,83
<b>S20L3,34F0,6</b>	67,03	40,97	26,05
<b>S20L3,34F0,9</b>	65,29	37,86	27,43
<b>S20L3,34F1,2</b>	68,40	40,97	27,43

La limite de liquidité ( $W_L$ ) est la teneur en eau du sol qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. La limite de liquidité du sol naturel est de 85,9%. Par ailleurs, la limite de plasticité ( $W_P$ ) est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3mm. Elle est calculée sur la base de la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de 03 essais. La limite de plasticité du sol naturel est de 33.9%. Enfin, l'indice de plasticité est calculé à partir de la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité. Pour le sol naturel, l'indice de plasticité est évalué à 52.0%.

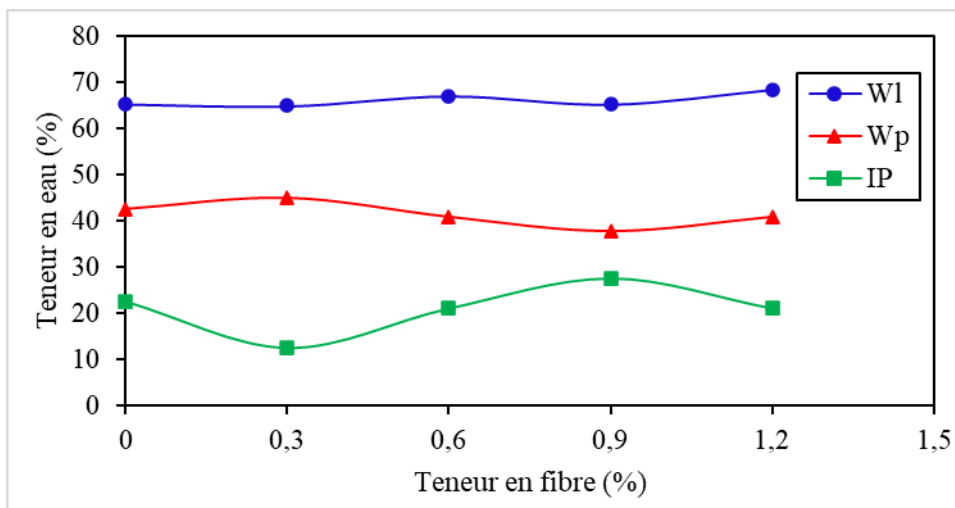
### 4.2.1 Variation de la Limites d'Atterberg

La fig. 4.1 montre la variation de la Limites d'Atterberg en fonction de la teneur des stabilisants.

La figure 4 montre les WL, Wp et IP des éprouvettes non stabilisées et stabilisées. Au fur et à mesure que la teneur en fibre augmentait, ses WL et Wp diminuaient puis augmentaient tandis que le PI diminuait. La diminution observée du WL et du WI lorsque la fibre est introduite pour la première fois dans le sol pourrait être attribuée à l'effet de l'enchevêtrement et de la friction résultants entre la fibre et les particules de sol.

La WL du sol non traité était de 65 %, ce qui a diminué de 4,8 % à 62,20 % à 3 % de fibre. De même, l'IP du sol non stabilisé était de 41 %, qui a ensuite diminué de 5,03 % à 39 %. L'augmentation observée de la WL du sol stabilisé peut être attribuée au remplacement des grains de sol par la fibre. Le sol stabilisé par la fibre maintient plus de continuité matérielle que le sol non stabilisé, et la fibre n'absorbe pas l'humidité.

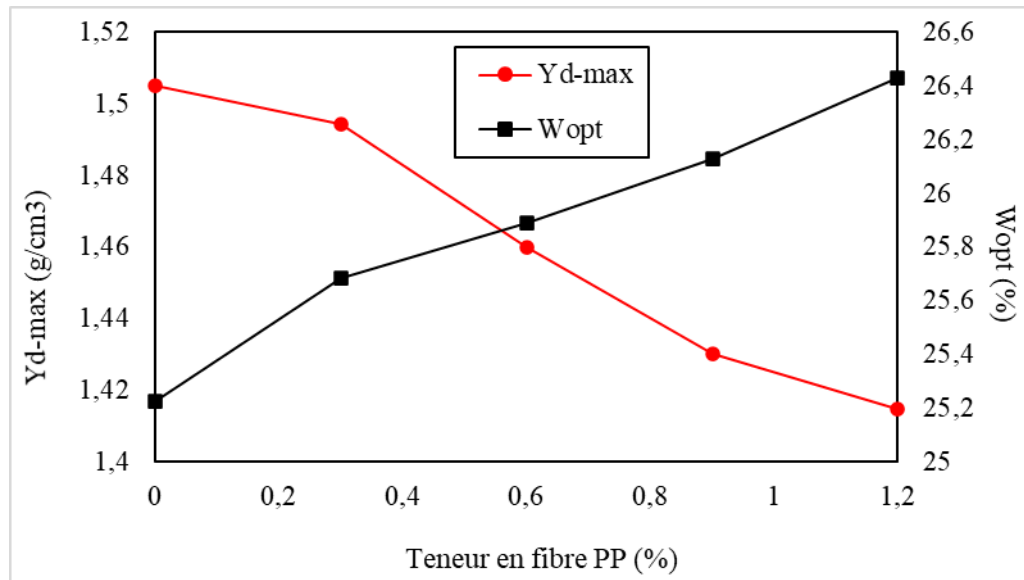
L'augmentation observée de WL avec la teneur en fibre est probablement également due au fait que le type de mélange, la quantité relative de minéral argileux et les limites de consistance du mélange ont changé. Il est clair qu'un ajout de fibre était suffisant pour améliorer la maniabilité du sol en réduisant le IP. Mishra et Gupta ont également confirmé que le IP diminuait lorsque la fibre (PET) en combinaison avec la chaux et sable augmentait.



**Fig. 4.1** : variations des Limites d'Atterberg on fonction de la teneur en fibre

### 4.2 CARACTERISTIQUES DE COMPACTAGE

Les résultats de compactage obtenus à partir de l'essai Proctor normal sont présentés dans les Fig. 4.2. On a déterminé les caractéristiques de compactage (Densité sèche maximale et teneur en eau optimale) pour chacun des pourcentages de fibre ajouté (0.3, 0.6, 0.9 et 1.2%).



**Fig. 4.2:** Variation des caractéristiques de compactage en fonction du sable ajouté

En ajoutant la chaux, la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente. Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs qui ont effectué des essais de compactage sur des sols argileux améliorés par la chaux [Ola, 1977 ; Rahman, 1986 ; George et al., 1992 ; Bell, 1996 ; Gay et al., 2000 ; Sivapullaiah et al., 2003 ; Hossain et al., 2007 ; Kavak et al., 2007 ; Khatlab et al., 2008 ; Manasseh et al., 2008 ; Bozbey et al., 2010 ; Solanki et al., 2009 ; Harichane et al., 2011].

L'explication de ce comportement est probablement une conséquence des raisons suivantes :

1) la chaux entraîne l'agrégation des particules par le procédé complexe d'échange cationique aboutissant à une modification de la granulométrie du sol et provoquant par conséquent les particules du sol à occuper de plus grands espaces (structure plus ouverte).

2) la densité spécifique de la chaux est généralement faible par rapport à celle des sols naturels testés.

3) les réactions pouzzolaniques entre les particules d'argiles et la chaux dans les sols sont responsables de l'augmentation de la teneur en eau optimale vu que ce processus augmente l'affinité du sol à l'eau.

Concernant l'addition de sable au sol, la figure 4.2 montre qu'il y'a une influence considérable du sable des dunes sur les caractéristiques de compactage. On remarque une diminution de la teneur en eau optimale et une augmentation de la densité sèche maximale. Ce comportement est semblable à un sol fin traité avec du ciment. Généralement, la stabilisation du sol argileux par l'addition de sable des dunes combiné à la chaux a montré une diminution de la teneur en eau optimale et une augmentation de la densité sèche maximale. Plusieurs chercheurs ont révélé que le changement de la densité sèche maximale se produit en raison de la dimension des particules et des densités spécifiques du sol et des ajouts. [Guedouda et al, 2008 ; Loufi et al, 2012 ; Bahia et al. 2012 ; Ashir Kumar Bera, 2011].

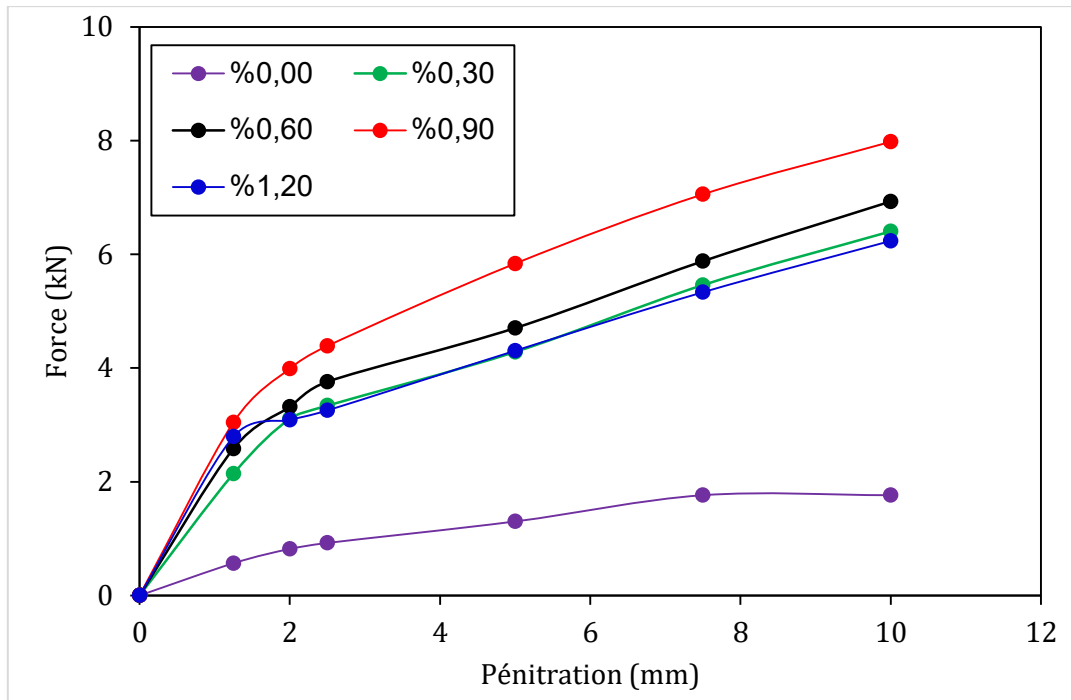
Les courbes de compactage indiquent que la teneur en eau optimale ne montre pas de changement significatif par l'ajout de fibres de polypropylène, tandis que la densité sèche maximale diminue à mesure que la teneur en fibres augmente. Ce comportement peut être attribué à la réduction du poids unitaire moyen des solides dans le mélange.

### 4.3 Variation de CBR

L'essai CBR est principalement applicable pendant construction de route a fine de déterminer la capacité portante du matériau de fondation. Pour la conception de la chaussée de nouvelles routes, la résistance et la capacité portante de la plate-forme doivent être évaluées afin qu'elle puisse supporter la charge de trafic répétitive.

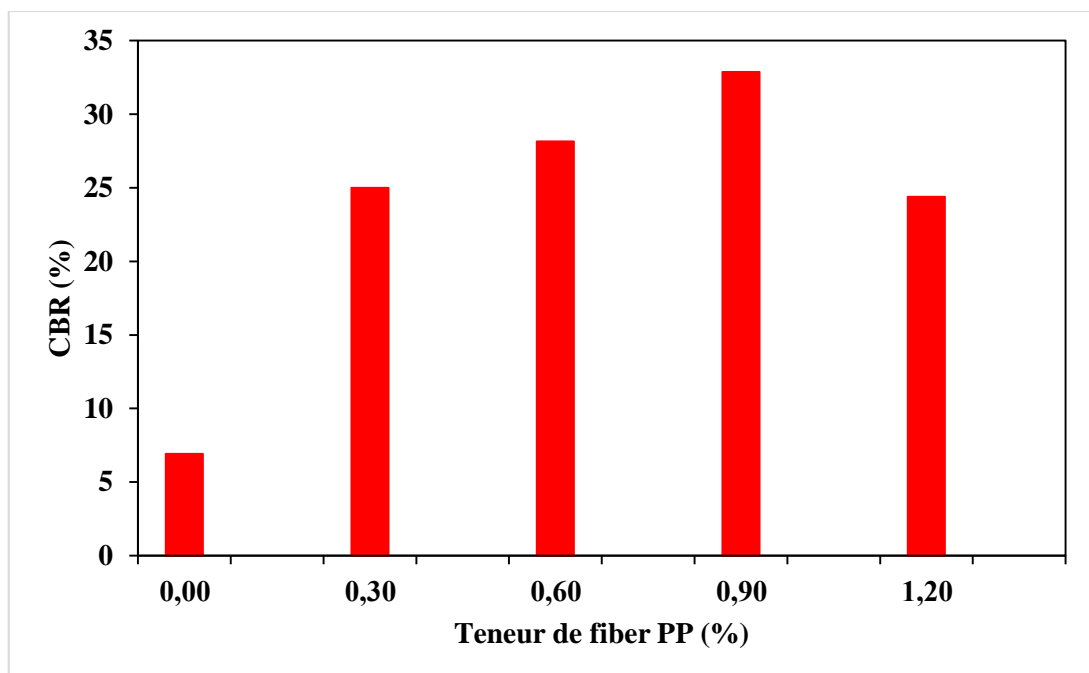
En géotechnique routière, le CBR est considéré comme le teste l'essai de dimensionnement de buse. La figure4.3 représente la variation de la valeur CBR du sol traité avec pourcentages de chaux et le sable et différents pourcentages de fibre après une période de durcissement de 28 jours, la valeur du CBR a été améliorer et augmenter dans la valeur de point de fixation (3.34% de chaux)

Cette amélioration du CBR peut être due à la réaction d'échange de cations entre les ions calcium de la chaux et les ions métalliques à la surface du sol, qui provoque la floculation des particules du sol et la formation d'agrégats. Ces agrégats les particules sont dures que celles des particules de sol brutes.



**Fig.4.3 :** variation la force de pénétration en fonction du foudroîment.

À partir de ces figures, on observe que les valeurs de CBR pour les mélanges argile sable-chaux-fibres augmentent avec l'augmentation du pourcentage de fibres utilisé dans l'expérimentation jusqu'à une limite maximale et après cela, les valeurs de CBR diminuent. La raison possible de la réduction du CBR est due à moins de contact entre les fibres et le solide du sol lorsque la teneur en fibres a augmenté au-delà de la valeur optimale de 0.9%.



**Fig. 4.4:** variation CBR en fonction la teneur en fibre.

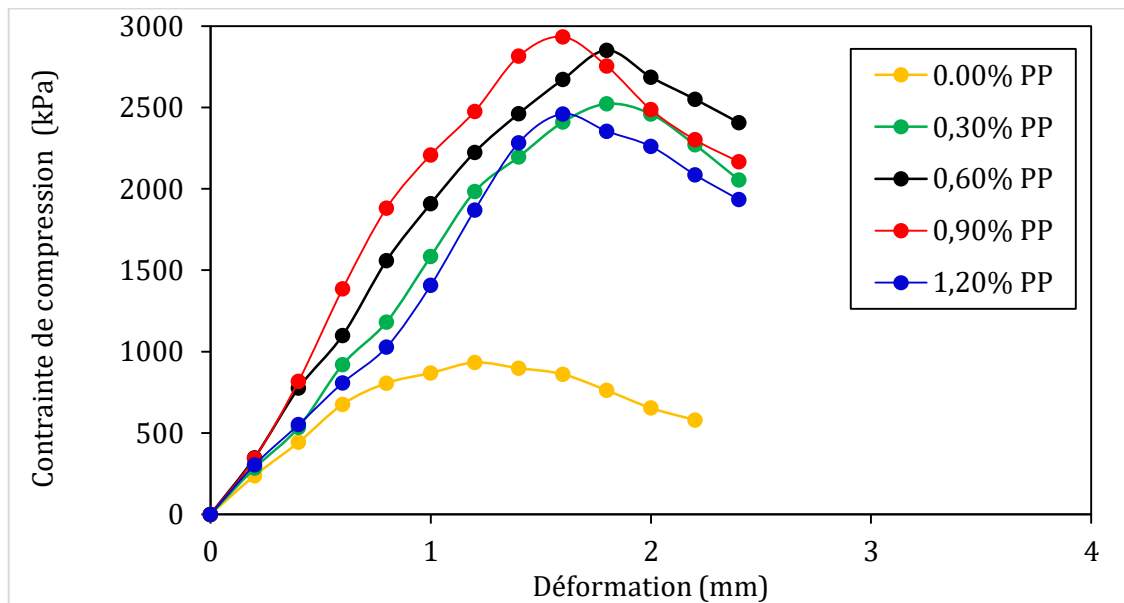
## CHAPITER 4 : Résultats Et Interprétation

L'amélioration du CBR du sol argileux après la technique renforcée de fibre stabilisée en chaux et sable de dunes à une signification pratique très importante dans les performances routières. L'ajout de fibres aléatoirement distribuées dans un sol stabilisé au chaux et sable de dunes garantit qu'au lieu d'une défaillance cassante catastrophique, une structure est toujours capable de supporter une charge, augmentant parfois la charge après la première fissure. Ainsi, il améliore la durée de vie d'une structure de chaussée.

### 4.4 Variation de la résistance à la compression

La résistance à la compression non confinée a été déterminée à une vitesse de chargement de 1,00 mm / min. La résistance à la compression a été déterminée pour les mélanges argile-sable-chaux et fibre de PP. La résistance à la compression uni-axial des mélanges d'argile-sable, argile-chaux et argile-sable-chaux a été augmenter avec l'augmentation de chaux, sable ou leur combinaison.

La valeur optimale du sable de dunes et de la chaux peut être adoptée respectivement comme 20 et 3.34%, (Goufi et al 2021). Sur la base de la discussion précédente, les échantillons renforcés par la fibre ont été testés pour 20% de sable de dunes et 3.34% de chaux dans les mélanges de sable-chaux. Les fibres de PP serrées ont été mélangées dans différentes proportions de 0,3, 0,6, 0,9 et 1,2%.

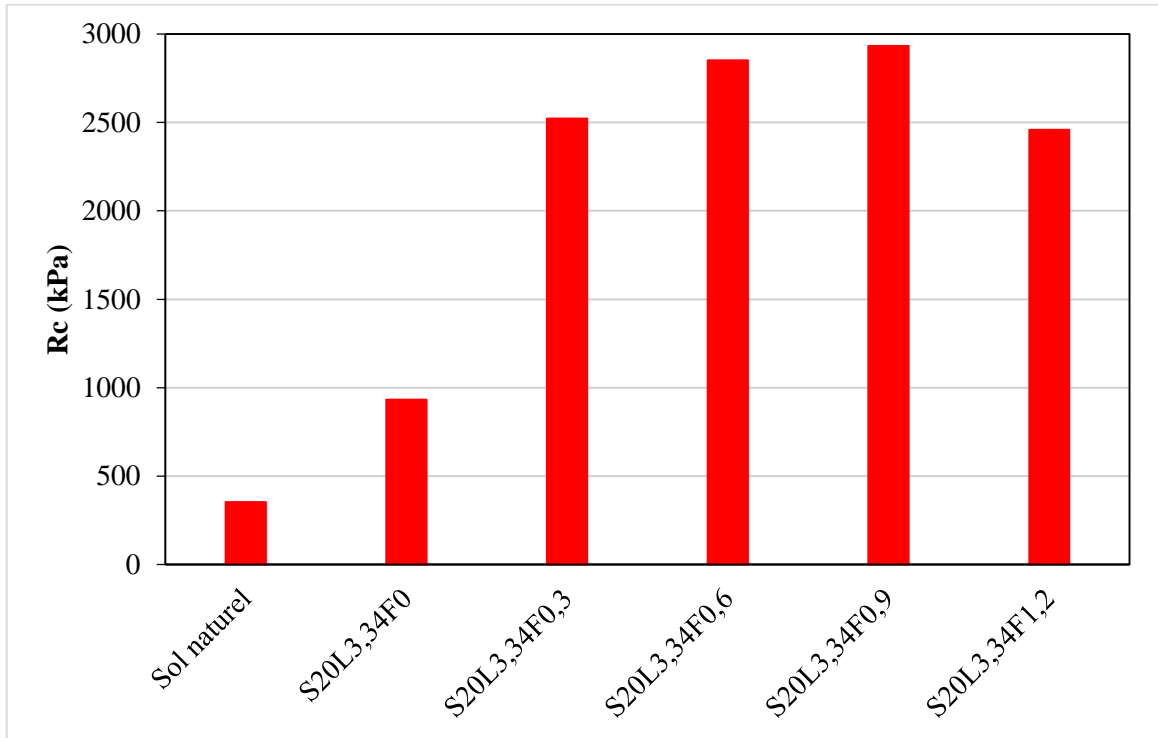


**Figure 4.5** : la résistance à la compression en fonction de formations tenue de fibre.

Les échantillons préparés pour les mélanges de sol-sable-chaux-fibre selon les combinaisons, ont été testés pour chaque pourcentage de fibre après 28 jours de durcissement.

## CHAPITER 4 : Résultats Et Interprétation

Les résultats d'une résistance à la compression uni-axiale sont présentés sur la fig. 4.6. Les courbes montrent que l'ajout de 0,9% des fibres augmente la résistance à la compression non confinée d'environ 214% par rapport à celle du même mélange sans fibres. De plus, avec l'ajout de 0,6, 0,9 et 1.2% des fibres la résistance à la compression non confinée est démunie par rapport celui du même mélange sans fibres.



**Fig. 4.6:** variation de résistance à la compression en fonction de la fibre.

### CONCLUSION GENERALE

Dans la présente étude, la faisabilité d'améliorer les propriétés géotechniques d'une argile par trois agents de traitement ; le sable, la chaux et les fibres PP, a été expérimentalement analysée. Les fibres ont été ajoutées en différents pourcentages : 0 ; 0.3 ; 0.6 ; 0.9 ; 1.2 %, cependant le sable a été incorporé avec un pourcentage de 20% par rapport à la masse totale du sol. Pour le pourcentage du sable la quantité optimale assurant la stabilisation a été déterminée suivant la procédure Eads and Grim (3,34% de chaux). Les principales conclusions qui l'on peut tirer à partir de cette étude sont :

- L'ajout de la fibre à l'argile de Sidi Hadjres en effet la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente ;
- La modification partielle de l'Argile par une quantité de fibre contribue à l'amélioration de la résistance en compression, cependant la quantité maximale à ajouter doit être limitée à 0,9%. Quantitativement, il a été obtenu que la résistance en compression varie de 353 à 932.62 kPa lorsque 20% de l'argile est remplacée par la fibre
- L'utilisation des fibres PP contribue également à l'amélioration de la résistance. Il a été constaté que la résistance en compression à 28 jours varie de 356 à 5500 kpa lorsque l'argile est renforcée par les fibres seules avec un dosage de 0.9%, ce qui représente une nette amélioration de l'ordre de 214% Il a été observé également que l'existence des fibres améliore considérablement les caractéristiques de cisaillement de l'argile. Ce comportement peut être expliqué par le fait que les fibres PP supportent une partie du chargement appliqué et jouant ainsi le rôle des renforts dans le sol. De plus, elles participent également à la création d'une cohésion supplémentaire ce qui permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques du composite sol-fibres
- Les résultats obtenus montrent également que des améliorations importantes peuvent être réalisées en ajoutant la chaux. Ces améliorations résultent principalement des réactions pouzzolaniques entre la chaux et les minéraux argileux.

En résumé, les résultats obtenus montrent qu'il est possible d'utiliser séparément ou simultanément de différents agents de traitement pour stabiliser ou renforcer une argile connue par sa grande sensibilité à l'eau et son caractère gonflant élevé. En termes de concentration des fibres, les meilleures performances sont envisagées par le sol renforcé par 0,9%. En fin, vu la spécificité de cette argile et sur toute la présence d'agents de diverses

## Conclusion générale

---

---

natures, il s'avère que le mécanisme gérant le comportement de l'ensemble n'est pas complètement défini, ce qui nécessite des études plus approfondies.

➤ La valeur CBR de sol montre une amélioration notable après l'ajout de 0.9% de fibre et elle augmente avec l'augmentation de la teneur en fibre. La valeur CBR maximale obtenue pour le sol est à 0.9% de fibre, Les valeurs CBR traitées à la fibre optimale répondent aux exigences des matériaux de fondation pour les routes rurales à faible trafic.

## Références Bibliographiques

- ASTM International. (1998).** ASTM D422-63 - (Reapproved 2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. ASTM International, 63(Reapproved), 1–8. <https://doi.org/10.1520/D0422-63R07E02.2>
- ASTM International. (2003).** Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using. ASTM Standard Guide, 3, 1–10. <https://doi.org/10.1520/D1557-12.1>
- ASTM International. ASTM D4318. (2018).** Standard Test Methods for Liquid Limit , Plastic Limit , and Plasticity Index of Soils 1. July 2017. <https://doi.org/10.1520/D4318-17E01>.
- ASTM, D. (2014).** Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate. Annual Book of ASTM Standards, American Society For Testing And Materials, USA., September. <https://doi.org/10.1520/D2419-14.1>
- ASTM-D1883–16:** Standard Test Method for California Bearing Ratio test of Lab Compacted Soil. ASTM International, D1883(16), 1–14. <https://doi.org/10.1520/D1883-16>
- Beddar, M., Meddah, A. and Belagraa, L. (2017)** ‘Feasibility of using fibrose waste in cementbased material’, IOP Conférence Séries : Materials Science and Engineering, 246, p. 012034. Doi : 10.1088/1757-899X/246/1/012034.
- Ben Younes, F, Bouzidi, R. (2021)** Amélioration des propriétés géotechniques d’une argile par l’ajout des fibres de polypropylène, M’sila Université.
- Benouadah, A., Beddar, M. And Meddah, A. (2017)** ‘Physical and mechanical behaviour of a roller compacted concrete reinforced with polypropylene fiber’, Journal of Fundamental and Applied. Available at : <http://jfas.info/index.php/jfas/article/view/1021> (Access éd : 9 May 2017).
- CHAA, K. (2020)** Etude de l’effet des fibres de polypropylène sur les caractéristiques de déformabilité d’une argile stabilisée. M’sila. Available at <http://dspace.univmsila.dz:8080/xmlui/handle/123456789/20595>.
- Dani, S et Missouri A, (2016),** Etude physico-chimique de mortier de plâtre à base sable Renforcé de fibres synthétique et végétale, universite Akli moand oulhadj-bouira
- Djelouahi, hayet (2016),** Influence des fibres végétales sur les propriétés physico-mécaniques d’un béton, universite m’Hamed bougara-boumerdes.
- GADOURI, H, (2017)** Influence de la présence des sulfates sur le traitement des sols argileux par des ajouts minéraux, Université Dr. Yahia Farès – Médéa.
- Goufi, A. E., Harichane, K., Harichane, Z., Ghrici, M., & Driss, A. A. E. (2022).** Improvement of the geotechnical properties of a clay–sand mixture treated with lime. Innovative Infrastructure Solutions, 7(1). <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00705-8>
- <https://hal.archives-ouvertes.fr/cel-01795523>
- Mahdi, C. (2019)** Étude de l’effet des fibres de polypropylène sur les propriétés géotechniques d’une argile stabilisée. M’sila.

- Meddah, A. (2002)** Comportement statique et cyclique d'un élément de terre armée. M'sila Université.
- Meddah, A. (2008)** Etude du comportement d'un sable de dunes sous sollicitations triaxiales. M'sila Université.
- MEDDAH, A. (2021)** Amélioration des sols. Université de M'sila.
- Meddah, A. and Merzoug, K. (2017)** 'Feasibility of using rubber waste fibres as reinforcements for Sandy soils', Innovative Infrastructure Solutions, 2(1), p. 5. Doi : 10.1007/s41062-017-0053
- Meddah, A. and Sahli, M. (2021)** 'Pull out behavioral of stèle reinforcements used for mechanically stabilise structures', Mining Science, 28, pp. 47–58. Doi : 10.37190/msc212804.
- Meddah, A., Sahli, M. and Safer, S. (2015)** 'Etude de l'effet de la rugosité des reinforcements sur le comportement des massifs en terre armée', in Journées d'étude de Génie Civil. M'sila Université, Algeria, pp. 54–59.
- Mohamed, rissel (2017)**, Formulation et caractérisation d'éco-bétons renforcés aux fibres d'alfa pour des bâtiments verts et durables, Université Ferhat Abbas Sétif 1
- Mousaab, N. (2018)** ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN SOL RENFORCE PAR DES
- Nassah Dalila, (2016)**, Influence de la quantité de fibres naturelles (alfa) et commerciales (polypropylène) sur les propriétés physicomécaniques des mortiers fibrés, universite m'Hamed bougara-boumerdes.