

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Génie Civil

Option: Géotechnique

Présenté par:

SAAD Fatma Zohra

DAHMOUNE Loubna

*Sujet du mémoire*

***Effet de la teneur et des dimensions des fibres de filasse sur le comportement au cisaillement d'un sol amélioré***

*Soutenu publiquement le*

*devant le jury composé de:*

M. BOUAKKAZ

Khaled

Président

M. KRIM

Abdallah

Rapporteur

M. KERROUM

Nadir

Examineur

M. DJEBLI

Benyagoub

Examineur

M. CHIKH

Abdelbaki

*Promotion: 2023-2024*

## **Remerciement**

Avant tout propos, nous remercions notre Dieu ALLAH le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de pouvoir développer et présenter ce travail et de nous avoir accordé des connaissances de la science et de nous avoir aidés à réaliser ce travail tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement du Professeur KRIM Abdallah qui nous avoir proposé et dirigé ce travail, de nous avoir encouragé conseillé, et nous le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.

Nous remercions les membres du jury d'avoir accepté de juger notre modeste travail, le Professeur BOUAKKAZ Khaled de m'avoir honoré de présider le jury de la soutenance, Monsieur KERROUM Nadir et Docteur DJEBLI Benyagoub d'avoir accepté d'examiner Le contenu du présent travail nous remercions également notre honorable le Professeur CHIKH Abdel Baki d'avoir accepter l'examination de notre travail.

# Dédicace

Je dédie ce projet:

A mes chers parents pour leur soutien continu tout au long de ce parcours académique, à mon frère Abdel Kader et mes sœurs, à mon oncle Tayeb, à mon cher binôme Fatima mes neveux et nièces, et à toute la famille, et à mes amis pour leur présence et leurs encouragements.

À mes professeurs pour leur enseignement précieux et leurs conseils avisés

Ce travail est le résultat de vos efforts communs et je vous en suis profondément reconnaissant.

Loubna



# Dédicace

Je dédie ce projet:

A mes chers parents, source de vie d'amour et d'affection.

A mes très chers frères et ma sœur Saadia, A tous mes amis, à mon cher binôme LOUBNA, et à toute la famille, et à mes amis pour leur présence et leurs encouragements.

À mes professeurs pour leur enseignement précieux et leurs conseils avisés.

FATIMA



## Sommaire

ملخص.....	1
Abstract .....	2
Résumé.....	3
Liste de symboles.....	4
Liste des figures.....	8
Liste des symboles.....	9
Introduction générale.....	13

### Chapitre1: Comportement des sols et différents paramètres influents

1.1. Introduction.....	14
1.2. Type de comportements mécaniques des sols.....	14
1.2.1. Comportement drainé .....	14
1.2.2. Comportement non drainé.....	15
1.3. Paramètres influents sur le comportement mécanique des sols.....	15
1.3.1. Effet de la densité relative.....	15
1.3.2. Influence de la contrainte de confinement.....	17
1.3.3. Présence d'éléments fins.....	18
1.3.4. Effet de la granulométrie.....	19
1.3.5. Influence de la saturation.....	19
1.3.6. Effet du pré-cisaillement.....	21
1.3.7. Effet de la surconsolidation.....	22
1.3.8. Effet des modes de déposition des échantillons.....	23
1.4. Conclusion.....	23

### Chapitre 2: Effet des ajouts sur le comportement des sols

2.1. Introduction.....	27
2.2. Classification des fibres.....	27
2.2.1. Fibres naturelles.....	27
2.2.1.1. Fibres de noix de coco.....	27

2.2.1.2. Fibres de sisal.....	28
2.2.1.3. Fibres de palmier.....	29
2.2.1.4. Fibres de jute.....	30
2.2.1.5. Fibres de lin.....	31
2.2.2. Fibres synthétiques.....	32
2.2.2.1. Fibres de polypropylène (PP).....	32
2.2.2.2. Fibres de polyester (PET).....	33
2.2.2.3. Fibres de polyéthylène (PE).....	33
2.2.2.4. Fibres de nylon.....	34
2.2.2.5. Fibres d'alcool polyvinylique (PVA).....	34
2.2.2.6. Fibres de verre.....	35
2.3. Conclusion.....	36

### **Chapitre 3: Dispositif expérimental et caractéristiques des matériaux utilisés**

3.1 Introduction.....	37
3.2. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	37
3.2.1. Sable.....	37
3.2.1.1. Analyse granulométrique.....	38
3.2.1.1.1. Définition .....	38
3.2.1.1.2. But de l'essai.....	38
3.2.1.1.3. Matériels utilisés.....	38
3.2.1.1.4. Appareillage.....	40
3.2.1.1.5. Préparation de l'échantillon.....	40
3.2.1.1.6. Conduite de l'essai.....	40
3.2.1.1.7. Expression des résultats.....	40
3.3 Tableau: Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable naturel de Chlef...42	
3.2.1.2. Essai au pycnomètre.....	42
3.2.1.2.1. But de l'essai.....	42
3.2.1.2.2. Principe de l'essai.....	42
3.2.1.2.3. Appareillage.....	42
3.2.1.2.4. Exécution des essais.....	43
3.2.1.3. Détermination des indices des vides $e_{max}$ et $e_{min}$ .....	44
3.2.1.3.1. Indice des vides maximal $e_{max}$ .....	44

3.2.1.3.1.1. Exécution des essais.....	44
3.2.1.3.2. Indice des vides minimal emin.....	45
3.2.1.3.3. Indice de densité ID:.....	46
3.2.1.3.4. Détermination de emin et emax.....	47
3.2.2. Fibres de filasse.....	47
3.3. Dispositif expérimental.....	48
3.3.1. Essais à la boîte de cisaillement direct.....	48
3.3.1.1. Principe de l'essai.....	48
3.3.1.2. Objectif et exigences.....	49
3.3.1.3. Appareillage.....	49
3.3.1.4. Mise en place des échantillons.....	50
3.3.1.5. Sable renforcé par des fils de fibre de filasse.....	50
3.4. Conclusion.....	51

#### **Chapitre 4: Résultats des essais de cisaillement et discussions**

4.1. Introduction.....	52
4.2. Présentation et discussion des résultats.....	52
4.2.1. Echantillons lâches ( $D_r = 10\%$ ) (12 mm).....	52
4.2.1.1 Essais à une contrainte de $\sigma_n = 50$ kPa.....	52
4.2.1.2. Essais à une contrainte de $\sigma_n = 100$ kPa.....	53
4.2.1.3. Essais à une contrainte de $\sigma_n = 200$ kPa.....	54
4.2.2. Echantillons denses ( $D_r = 80\%$ ) ( $L_f = 12$ mm).....	55
4.2.2.1. Essais à une contrainte de $\sigma_n = 50$ kPa.....	55
4.2.2.2. Essais à une contrainte $\sigma_n = 100$ kPa.....	56
4.2.2.3. Essais à une contrainte $\sigma_n = 200$ kPa.....	56
4.2.3. Echantillons lâches ( $D_r = 10\%$ ) ( $L_f = 20$ mm).....	57
4.2.3.1. Essais à une contrainte $\sigma_n = 50$ kPa.....	57
4.2.3.2. Essais à une contrainte $\sigma_n = 100$ kPa.....	58
4.2.3.3. Essais à une contrainte $\sigma_n = 200$ kPa.....	59
4.2.4. Echantillons denses ( $D_r = 80\%$ ) (20 mm).....	59
4.2.4.1. Essais à une contrainte $\sigma_n = 50$ kPa.....	59
4.2.4.2. Essais à une contrainte $\sigma_n = 100$ kPa.....	60
4.2.4.3. Essais à une contrainte $\sigma_n = 200$ kPa.....	61
4.3. Conclusion.....	62

**Chapitre 5: Etude paramétrique**

5.1. Introduction.....	63
5.2. Effet de la teneur en fibres.....	63
5.3. Effet de la longueur des fibres.....	64
5.4. Effet de la contrainte normale.....	65
5.4.1. Essais effectués à l'état lâche ( $Dr = 10\%$ ).....	65
5.4.2. Essais effectués à l'état dense ( $Dr = 80\%$ ).....	69
5.5. Effet de la densité relative.....	72
5.6. Variation des caractéristiques mécaniques en fonction de la teneur en fibres.....	74
5.4. Conclusion.....	76
<b>Conclusion générale et perspectives.....</b>	<b>77</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>79</b>



## ملخص

يعد إدراج المواد الاصطناعية الأرضية (الألياف والأغشية الأرضية والمنسوجات الأرضية) تقنية تحسين جديدة تضمن توحيد التربة أثناء البناء. لقد اجتذب استخدام الشوائب المنفصلة المقاومة للتوتر، مثل ألياف السحب، اهتمامًا كبيرًا في السنوات الأخيرة لتحسين أداء التربة بطريقة فعالة من حيث التكلفة. أجريت سلسلة من اختبارات صندوق القص المباشر على رمل الشلف الطبيعي غير المسلح والمقوى بنسب ألياف مختلفة (0، 0.3، 0.5، 0.8%) وذلك لدراسة السلوك الميكانيكي للرمال المقوى بألياف مشدودة لطولين مختلفين من الألياف 12 ملم و 20 ملم. تم تحضير العينات بكثافتين نسبيتين مختلفتين 10% و 80%، تمثلان الحالة السائبة والكثيفة على التوالي، وتم تنفيذها عند ضغوط عادية تبلغ 50 و 100 و 200 كيلو باسكال.

**الكلمات المفتاحية:** الرمل، السلوك، التشوه، مقاومة القص، ألياف السحب، الأبعاد.

## **Abstract**

The inclusion of geosynthetic materials (fibers, geomembranes and geotextiles) is a new improvement technique that ensures soil uniformity during construction. The use of discrete tension-resistant inclusions, such as hemp fibers, has attracted considerable attention in recent years in improving floor performance in a cost-effective manner. A series of direct shear box tests were carried out on unreinforced and reinforced Chlef sand with different fiber contents (0, 0.3, 0.5 and 0.8%) in order to study the mechanical behavior of sand reinforced with hemp fibers for two different lengths of 12 mm and 20 mm. The samples were prepared at two different relative densities of 10% and 80%, representing the loose and dense states respectively, and carried out at normal stresses of 50, 100 and 200 kPa.

**Key words:** Sand, Behavior, Deformation, Shears strength, hemp fibers, dimensions.

## **Résumé**

L'inclusion de matériaux géosynthétiques (fibres, géomembranes et géotextiles) est une nouvelle technique d'amélioration qui assure l'uniformité du sol lors de la construction. L'utilisation d'inclusions discrètes résistantes à la tension, comme les fibres de filasse, a attiré une attention considérable ces dernières années dans l'amélioration des performances du sol de manière rentable. Une série d'essais à boîte de cisaillement direct ont été réalisés sur du sable naturel de Chlef non renforcé et renforcé avec différentes teneurs en fibres (0, 0.3, 0.5 et 0.8%) afin d'étudier le comportement mécanique du sable renforcé par des fibres de filasse pour deux longueurs différentes de fibres de 12 mm et 20 mm. Les échantillons ont été préparés à deux densités relatives différentes de 10% et 80%, représentant respectivement les états lâche et dense, et réalisés à des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa.

**Mots clés:** Sable, comportement, déformation, résistance au cisaillement, fibres de filasse, dimensions.

*Liste des symboles*

## Liste des symboles

$\phi$ (°)	Angle de frottement du sol
$e$	Indice de vides initial
$e_{\max}$	Indice des vides maximal
$e_{\min}$	Indice des vides minimal
$C$ (kPa)	Cohésion
$C_u$	Coefficient d'uniformité du matériau
$C_c$	Coefficient de courbure du matériau
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique des grains solides
$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique de l'eau
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec
$D$ (mm)	Diamètre d'échantillon
$D_{10}$ (mm)	Diamètre efficace
$D_{50}$ (mm)	Diamètre moyen
$D_r$ (%)	Densité relative initiale
$I_D$	Indice de densité
$\sigma_n$ (kPa)	Contrainte normale
$\tau$ (kPa)	Contrainte de cisaillement
$\tau_{\max}$ (kPa)	Résistance au cisaillement maximale
$q$ (kPa)	Déviateur des contraintes
$q_s$ (kPa)	Déviateur des contraintes à l'état stable
$q_{\max}$ (kPa)	Déviateur des contraintes maximal
$P'_c$ (kPa)	Pression de confinement effective
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	Masse spécifique des grains solides
$\Delta H$ (mm)	Déplacement horizontal
$\Delta V$ (mm)	Déplacement vertical
$B$ (-)	Coefficient de Skempton
$NC$ (-)	Nombre de cycles de précisaillement

RCC	Résistance au cisaillement cyclique
RLC	Résistance à la liquéfaction cyclique
$W_f$	Teneur en fibres
WRC (%)	Teneur en résidu des fibres
$m_s$ (g)	Masse de l'échantillon
$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	Volume des grains solides
$V_t$ (cm <sup>3</sup> )	Volume du moule

*Liste des figures*

## Listes des figures

### Chapitre 1: Comportement des sols et différents paramètres influents

<b>Figure 1.1:</b> Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (Lee et al. 1971).....	15
<b>Figure 1.2:</b> Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (Casagrande et al. 1975).....	15
<b>Figure 1.3:</b> Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986).....	16
<b>Figure 1.4:</b> Influence de la densité relative sur la réponse non drainée du sable (Della et al., 2011).....	17
<b>Figure 1.5:</b> Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Rass Arab et al. (2010): a) Courbe de potentiel de liquéfaction, b) Résistance à la liquéfaction.....	17
<b>Figure 1.6:</b> Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).....	18
<b>Figure 1.7:</b> Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al. 2002).....	18
<b>Figure 1.8:</b> Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ichihara et Kosecki, 1989).....	19
<b>Figure 1.9:</b> Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984).....	19
<b>Figure 1.10:</b> Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (Martin et al. 1978).....	20
<b>Figure 1.11:</b> Influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur la résistance cyclique (Arab et al., 2012) .....	21
<b>Figure 1.12:</b> Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, sable dense ( $D_r = 70\%$ ); ( $D_r = 50\%$ ); (Hyodo et al., 1991).....	22
<b>Figure 1.13:</b> Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al. 1978).....	22



**Figure 1.14:** Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d’Hostun (Bouferra, 2000).....23

**Figure 1.15:** Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d’un sable (Mullilis et al., 1977).....24

**Figure 1.16:** Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal (Della et al., 2009).....24

**Figure 1.17:** Influence de la méthode de déposition sur le déviateur au pic (Della et al., 2009)...25

**Figure 1.18:** Influence de la méthode de déposition des échantillons sur la résistance résiduelle (Della et al., 2010).....25

**Figure 1.19:** Effet des modes de dépôt sur le comportement au cisaillement d’un sable (Della et al., 2014).....26

**Chapitre 2: Effet des ajouts sur comportement des sols**

**Figure 2.1:** Classification des fibres naturelles en fonction de leur origine (Baley, 2013).....27

**Figure 2.2:** Comparaison entre les résultats de résistance au cisaillement pour des échantillons non renforcés et renforcés à  $f = 0.25\%$  avec des fibres OPEFB de 15, 30 et 45 mm de long (Ahmad et al. 2010).....30

**Figure 2.3:** Comparaison entre les résultats de résistance au cisaillement pour des échantillons non renforcés et renforcés à  $f = 0.5\%$  avec des fibres OPEFB de 15, 30 et 45 mm de long (Ahmad et al. 2010).....30

**Figure 2.4:** Résistance à la compression des échantillons de sol-ciment avec du ciment Portland ordinaire (Segetin et al. 2007).....31

**Figure 2.5:** Modèle de déformation des échantillons pour les échantillons de sol argileux non renforcés (à gauche) et pour les sols argileux renforcés (à droite) avec 0.25% de PP de 19 mm (Setty et Murthy 1987).....33

**Figure 2.6:** Augmentation en pourcentage de la résistance à la compression non confinée de l’argile mélangée avec différents pourcentages de fibres de tailles différentes (Kumar et al. 2006).....33

**Figure 2.7:** Comportement contrainte-déformation des sols légers renforcés et non-renforcés en fonction de la teneur en déchets de filets de pêche (Ni) et du temps de durcissement (Tc) (Kim et al. 2008).....34

**Figure 2.8:** Module élastique sécant, E50, de FRCS avec différents taux de ciment (Park et al. 2011).....35

**Figure 2.9:** Effect of fibres content on shear strength, confining pressure of 200 kPa and an average relative density  $D_r = 48\%$ : **(a)** Variation of the shear strength according to the deformed shape of horizontal dry sand, **(b)** Variation of the shear strength as a function of the horizontal deformed with water content  $\omega = 3\%$ , **(c)** Intrinsic curve of a dry sample, **(d)** Intrinsic curve with a water content  $\omega = 3\%$  (Benessalah et al. 2015).....36

### **Chapitre 3: Dispositif expérimental et caractéristiques des matériaux utilisés**

**Figure 3.1:** Sable naturel de Chlef.....37

**Figure 3.2:** Microphotographie du sable de Chlef (Belkhatir et al. 2010).....38

**Figure 3.3:** Matériels utilisés dans l'analyse granulométrique.....39

**Figure 3.4:** Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique.....39

**Figure 3.5:** Courbe granulométrique du sable naturel de Chlef.....41

**Figure 3.6:** Matériels utilisé dans l'exécution des essais au pycnomètre.....43

**Figure 3.7:** Exécution des essais au pycnomètre.....44

**Figure 3.8:** Matériels utilisés dans l'exécution des essais de l'indice des vides maximal ( $e_{max}$ )....44

**Figure 3.9:** Exécution des essais de l'indice des vides maximal ( $e_{max}$ ).....45

**Figure 3.10:** Matériels utilisés dans l'exécution des essais de l'indice des vides minimal ( $e_{min}$ )....46

**Figure 3.11:** Exécution des essais de l'indice des vides maximal ( $e_{min}$ ).....46

**Figure 3.12:** Vues des fibres de filasse utilisées .....47

**Figure 3.13:** Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte **(a)** En début de cisaillement et **(b)** En cours de cisaillement.....48

**Figure 3.14:** Bâti de cisaillement.....49

**Figure 3.15:** Boite de cisaillement de Casagrande.....50

### **Chapitre 4: Résultats des essais de cisaillement et discussions**

**Figure 4.1:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 50$  kPa,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 12$  mm): **(a)** Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, **(b)** Déplacement vertical - déplacement horizontal.....53

**Figure 4.2:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 100$  kPa,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 12$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....54

**Figure 4.3:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 200$  kPa,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 12$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....54

**Figure 4.4:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 50$  kPa,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 12$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....55

**Figure 4.5:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 100$  kPa,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 12$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....56

**Figure 4.6:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 200$  kPa,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 12$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....57

**Figure 4.7:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 50$  kPa,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 20$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....58

**Figure 4.8:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 100$  kPa,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 20$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....58

**Figure 4.9:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 200$  kPa,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 20$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....59

**Figure 4.10:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 50$  kPa,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 20$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....60

**Figure 4.11:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 100$  kPa,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 20$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....61

**Figure 4.12:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 200$  kPa,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 20$  mm): (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.....62

---

## Chapitre 5: Etude paramétrique

---

**Figure 5.1:** Effet de la teneur en fibres sur la résistance en cisaillement maximale du sable de Chlef avec des fibres de taille ( $L_f = 12$  mm): (a) Etat lâche, (b) Etat dense.....63

**Figure 5.2:** Effet de la teneur en fibres sur la résistance en cisaillement maximale du sable de Chlef avec des fibres de taille ( $L_f = 20$  mm): (c) Etat lâche, (d) Etat dense.....64

**Figure 5.3:** Influence de la longueur des fibres sur la résistance au cisaillement maximale du sable ( $\sigma_n = 50$  kPa): (a)  $D_r = 10\%$ , (b)  $D_r = 80\%$ .....64

**Figure 5.4:** Influence de la longueur des fibres sur la résistance au cisaillement maximale du sable ( $\sigma_n = 100$  kPa: (c)  $D_r = 10\%$ , (d)  $D_r = 80\%$ .....65

**Figure 5.5:** Influence de la longueur des fibres sur la résistance au cisaillement maximale du sable ( $\sigma_n = 200$  kPa): (e)  $D_r = 10\%$ , (f)  $D_r = 80\%$ .....65

**Figure 5.6:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0% de fibres: (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....66

**Figure 5.7:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.3% de fibres ( $L_f = 12$  mm): (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....66

**Figure 5.8:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.3% de fibres ( $L_f = 20$  mm): (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....67

**Figure 5.9:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.5% de fibres ( $L_f = 12$  mm): (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....67

**Figure 5.10:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.5% de fibres ( $L_f = 20$  mm): (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....68

**Figure 5.11:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.8% de fibres ( $L_f = 12$  mm): (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....68

**Figure 5.12:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.8% de fibres ( $L_f = 20$  mm): (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....69

**Figure 5.13:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0% de fibres: (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....69

**Figure 5.14:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.3% de fibres ( $L_f = 12$  mm): (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....70

**Figure 5.15:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.3% de fibres ( $L_f = 20$  mm): (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....70

**Figure 5.16:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.5% de fibres ( $L_f = 12$  mm): (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....71

**Figure 5.17:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.5% de fibres ( $L_f = 20$  mm): (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....71

**Figure 5.18:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.8% de fibres ( $L_f = 12$  mm): (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....72

**Figure 5.19:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.8% de fibres ( $L_f = 20$  mm): (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal, (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.....72

**Figure 5.20:** Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement du sable non renforcé et renforcé par fibres de filasse de longueur  $L_f = 12$  mm pour des contraintes normales de: (a)  $\sigma_n = 50$  kPa, (b)  $\sigma_n = 100$  kPa, (c)  $\sigma_n = 200$  kPa.....73

**Figure 5.21:** Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement du sable non renforcé et renforcé par fibres de filasse de longueur  $L_f = 20$  mm pour des contraintes normales de: (d)  $\sigma_n = 50$  kPa, (e)  $\sigma_n = 100$  kPa, (f)  $\sigma_n = 200$  kPa.....74

**Figure 5.22:** Evolution de la cohésion du sable en fonction de la teneur en fibres et la densité relative: (a)  $L_f = 12$  mm, (b)  $L_f = 20$  mm.....74

**Figure 5.23:** Evolution de la cohésion du sable en fonction de la teneur et la longueur des fibres: (c)  $D_r = 10\%$ , (d)  $D_r = 80\%$ .....75

**Figure 5.24:** Evolution de l'angle de frottement du sable en fonction de la teneur en fibres et de la densité relative: (a)  $L_f = 12$  mm, (b)  $L_f = 20$  mm.....75

**Figure 5.25:** Evolution de l'angle de frottement du sable en fonction de la teneur et la longueur des fibres: (c)  $D_r = 10\%$ , (d)  $D_r = 80\%$ .....76

*Liste des tableaux*

## **Liste des tableaux**

<b>Tableau 2.1:</b> Contrainte de rupture déviatorique du sol renforcé.....	45
<b>Tableau 2.2:</b> Summary of the physical and engineering properties of the tested jute fiber material.....	48
<b>Tableau 3.1:</b> Matériels utilisées dans l'analyse granulométrique.....	40
<b>Tableau 3.2:</b> Résultats des essais granulométriques.....	40
<b>Tableau 3.3:</b> Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable naturel de Chlef.....	42
<b>Tableau 3.4:</b> Différentes valeurs de $\gamma_s$ , $e_{\max}$ et $e_{\min}$ .....	47
<b>Tableau 3.5:</b> Caractéristiques physiques du sable étudié.....	47
<b>Tableau 3.6:</b> Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de filasse.....	48

## *Introduction générale*



## **Introduction générale**

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. La mécanique des sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité.

Le comportement des sols in situ est accompagné d'un certain nombre de phénomènes qui apparaissent lorsque ces sols sont soumis à différents types de sollicitations comme le séisme, augmentation de la charge...etc. et les problèmes de stabilité des sols (ouvrage de soutènement, remblais, talus, etc. ....) et les phénomènes de la liquéfaction des sols, le glissement des terrains,...etc., dans ce cas le sol est dit sol à problème.

Pour éliminer les problèmes qui apparaissent sur le terrain, il y a différentes techniques d'amélioration des sols qui existent depuis plusieurs années, ces techniques consistent à traiter le sol ou à incorporer des éléments de renforcement dans le but d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier expérimentalement les propriétés mécaniques des sables de la région de Chlef renforcés par fibres de filasse de teneurs et de longueur variables. Bien que des recherches antérieures sur le renforcement par fibres se soient concentrées sur l'effet de la teneur en fibres et de la géométrie des fibres sur la résistance au cisaillement des sols renforcés, l'influence d'autres facteurs (type de sol, densité du sol, arrangement des fibres) mérite d'être étudiée plus en détail.

Le travail de recherche réalisé dans le cadre de la préparation du mémoire de master est composé des parties suivantes:

Après une introduction générale exposant la problématique et définissant le but et le plan de travail:

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols en général et ceux décrits comme granulaires en particulier. On présente l'influence des différents paramètres sur le comportement mécanique de ces sols, comme la granulométrie, la présence des fines, la saturation et les modes de déposition.

Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'influence des différents types d'ajouts utilisés comme renforcement pour palier aux problèmes de sols rencontrés sur le terrain sur le comportement de ces sols.

Le troisième chapitre présente l'appareillage utilisé et le mode opératoire suivi et les caractéristiques physiques des matériaux utilisés à savoir le sable de Chlef naturel et le matériau de renforcement (fibres de filasse).

Dans le quatrième chapitre on présente les résultats typiques des essais effectués. Ce chapitre discute également de l'efficacité du traitement par les fibres de filasse sur le comportement mécanique du sol.

Le cinquième chapitre comporte une analyse de l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement du sable lâche et dense, en étudiant l'influence de la contrainte normale, la densité relative, et plus spécialement le pourcentage de fibres et la longueur de fibres sur la résistance au cisaillement.

Enfin, en dernier lieu on a exposé les principales conclusions, les recommandations et les futurs travaux à proposer.

## Chapitre 1: Comportement des sols et différents paramètres influents

### 1.1. Introduction

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrage de soutènement, remblais, talus,... etc), il est nécessaire de connaître les caractéristiques physiques et mécaniques (résistance au cisaillement) du sol.

Un sol soumis à différentes sollicitations externes peut produire plusieurs types de réponses caractéristiques de son comportement vis-à-vis de ces sollicitations, parmi ces comportements on peut citer notamment: la résistance au cisaillement et la résistance au phénomène de liquéfaction.

Dans tous ces problèmes, il est nécessaire de faire une étude bien précise sur le comportement de sol. On a besoin donc de connaître la résistance au cisaillement du sol, pour l'étude des différents ouvrages (barrage, pont, mur de soutènement, chaussée...etc). La résistance au cisaillement dépend principalement de plusieurs paramètres. Parmi les Principaux paramètres on peut citer, la densité relative, le confinement, teneur en fines «éléments fins », le degré de saturation, granulométrie etc. Dans ce chapitre, on va citer brièvement l'influence des différents paramètres sur le comportement mécanique des sols.

### 1.2. Types de comportements mécaniques des sols

#### 1.2.1. Comportement drainé

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$  en contre pression monotone drainée, l'échantillon de sable initialement son volume diminue. Lorsque la valeur du déviateur ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) augmente, c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro. Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable. La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité du sable et de la pression de confinement ( $\sigma_3$ ). La figure 1.1 par Lee et al (1971), met en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variations du volume. En effet nous remarquons que la phase de dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures, Nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable, que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.

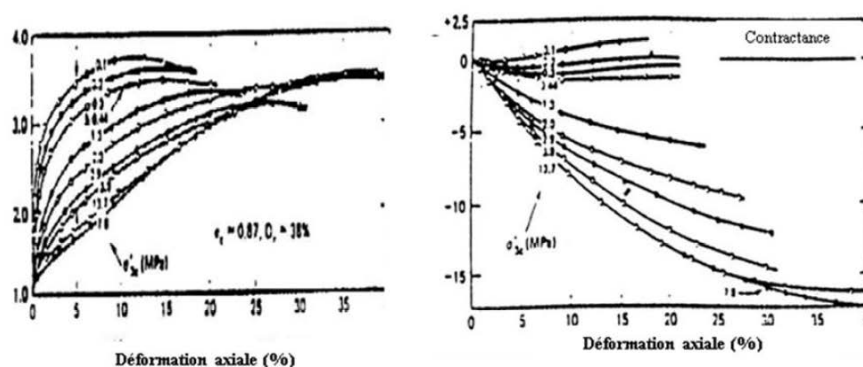


Figure 1.1: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (Lee et al. 1971).

### 1.2.2. Comportement non drainé

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainée sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai de ce fait la phase de contractance et celle de dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle (Figure 1.2). La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatance, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

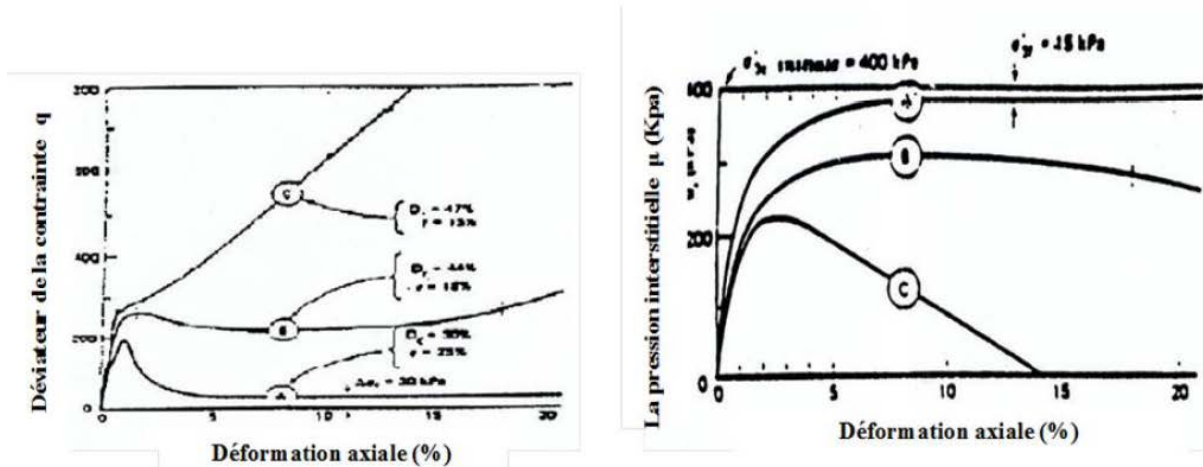


Figure 1.2: Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (Casagrande et al. 1975).

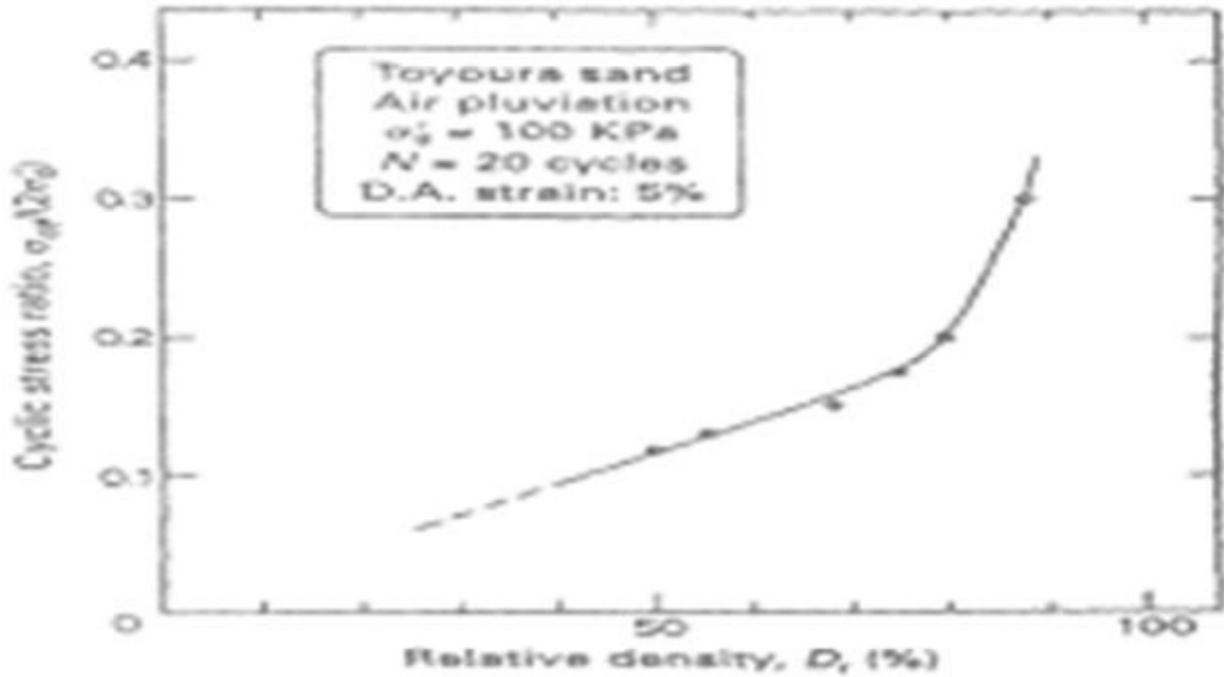
Au début de chargement, nous constatons sur la figure 1.2 établie par Casagrande et al. (1971) une augmentation de la pression interstitielle pour les trois (03) essais non drainés (A), (B) et (C) puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sables lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle, une décroissance de celle-ci. Pour l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement d'échantillon.

### 1.3. Paramètres influents sur le comportement mécanique des sols

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement mécanique des sols comme la densité relative, la pression de confinement, la présence de fines, la saturation, la granulométrie, la consolidation, modes de disposition,...etc. Ces paramètres conditionnent la tendance à la contractance ou à la dilatance des sols et contrôlent ainsi leur susceptibilité à la perte de résistance. Dans la suite, nous passerons en revue les diverses constatations concernant la variation du comportement du sol en fonction de ces paramètres.

#### 1.3.1. Effet de la densité relative

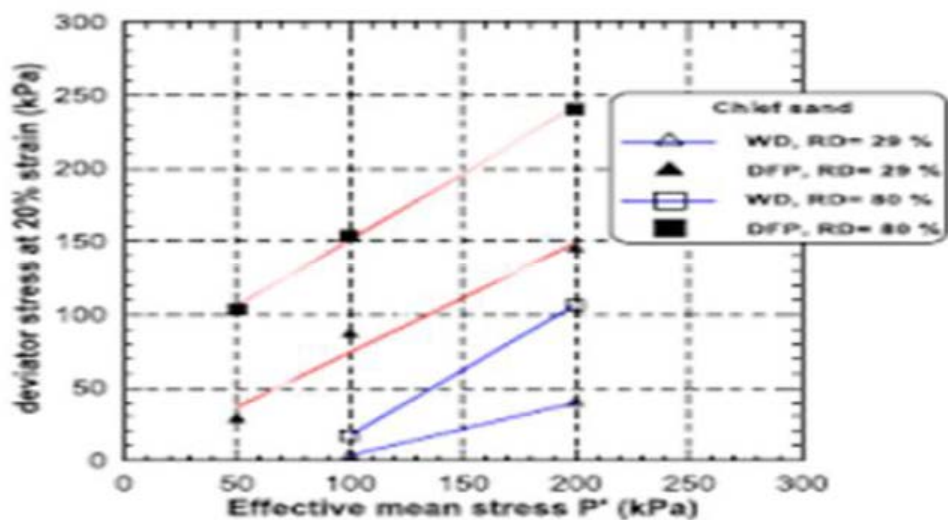
La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. Les résultats obtenus par Tatsuoka et al. (1986b) sur le sable de Toyoura, montrent que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative  $D_r = 0.70$  (Figure 1.3). Après cette valeur, on remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative décrite dans la figure suivante.



**Figure 1.3:** Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986).

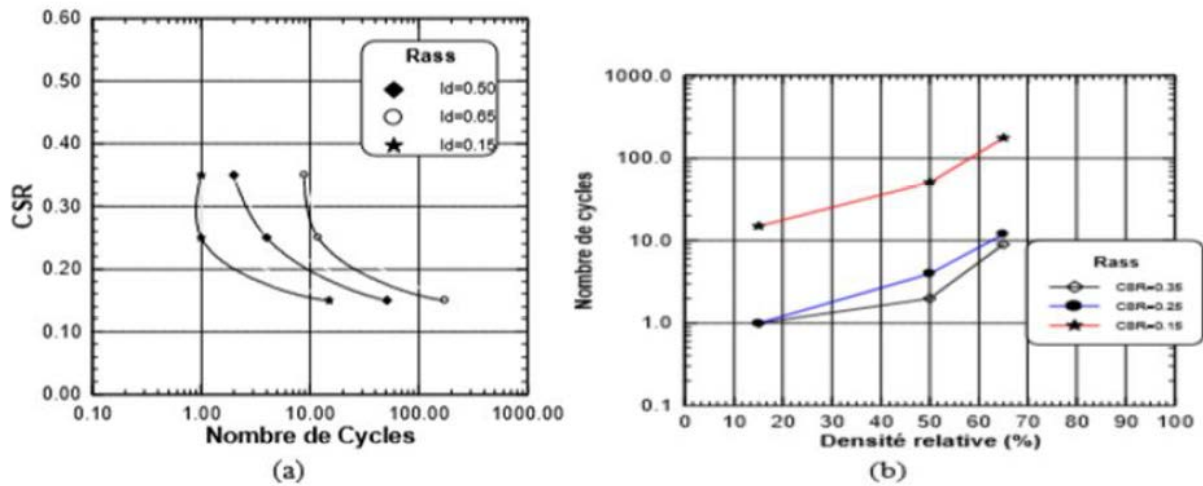
Depuis, plusieurs auteurs ont confirmé ces constatations. Kramer et Seed (1988) Konrad (1990), Verdugo (1990), Meghachou (1993), Benahmed (2001) ont observé une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la densité relative.

Della et al. (2011) ont trouvé en réalisant des essais triaxiaux drainés et non drainés sur des échantillons du sol de Chlef en utilisant deux méthodes de préparation d'échantillons en laboratoire à savoir le déversement à sec et la pluviation humide, que la résistance augmente avec la densité relative et les échantillons préparés avec le déversement à sec présentent une résistance plus élevée que ceux préparés avec la pluviation humide (Figure 1.4).



**Figure 1.4:** Influence de la densité relative sur la réponse non drainée du sable (Della et al., 2011).

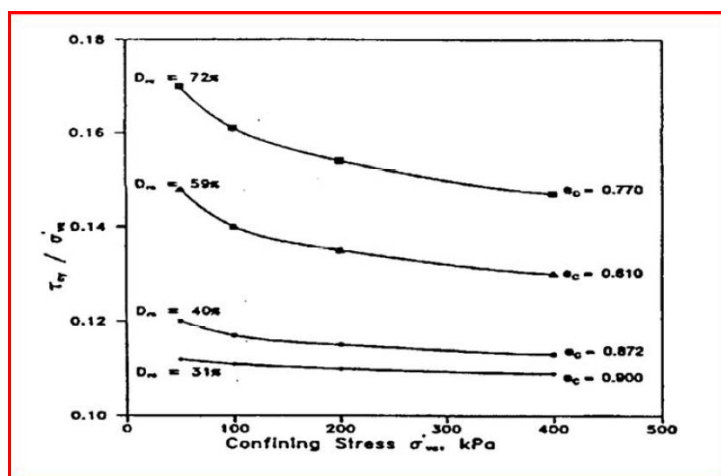
Arab et al. (2010) ont réalisé des essais cycliques sur le sable d'Oued Rass, dont les résultats sont représentés sur la figure 1.5. La figure 1.5a illustre l'influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction. Elle montre d'une manière très claire que l'augmentation de la densité relative conduit à une importante translation importante de la courbe de potentiel de liquéfaction vers la droite. C'est-à-dire, que l'augmentation de la densité relative améliore la résistance à la liquéfaction de ce sable. La figure 1.5b montre l'influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction définie par l'amplitude du chargement induisant la liquéfaction après 15 cycles. Cette figure montre bien que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative et la diminution de l'amplitude du chargement.



**Figure 1.5:** Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Rass Arab et al. (2010): a) Courbe de potentiel de liquéfaction, b) Résistance à la liquéfaction

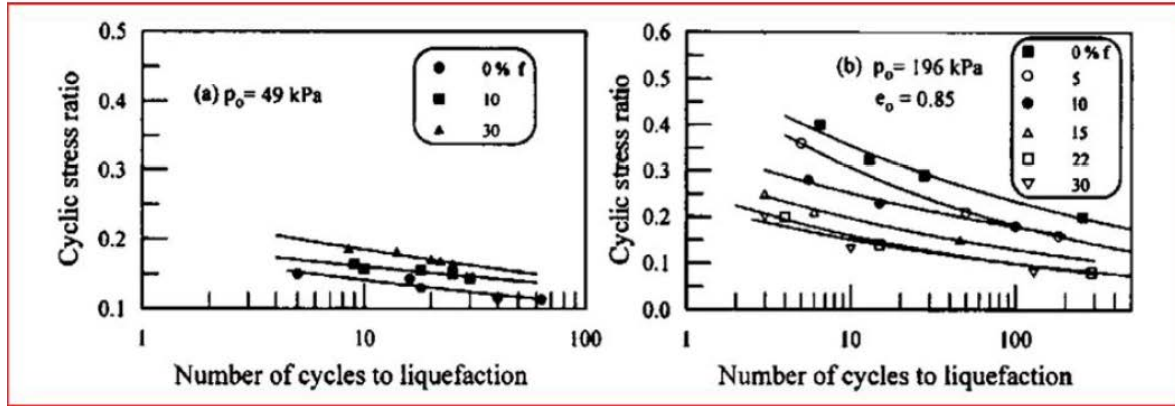
### 1.3.2. Influence de la contrainte de confinement

Le comportement des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ( $D_r = 31\%$ ); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (Figure 1.6). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.



**Figure 1.6:** Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

D'autres chercheurs ont trouvé que la résistance à la liquéfaction est très influencée par la contrainte de confinement (Bouckovalas et al., 2002. Merabet et al., 2019). La figure 1.7 montre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles (contrainte de confinement de 49 kPa). On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de teneur en fines. Par contre pour un confinement de 196 kPa, on observe la tendance inverse, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.



**Figure 1.7:** Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al. 2002).

### 1.3.3. Présence d'éléments fins

La résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence d'éléments fins. Ichihara et Kosecki (1989) ont montré que pour des teneurs élevées en éléments fins, l'indice de plasticité est un paramètre significatif pour la liquéfaction des sables. Ces résultats sont illustrés dans la figure 1.8.

La résistance à la liquéfaction est constante jusqu'à une valeur inférieure à 10%, au delà de cette valeur, la résistance augmente d'une manière significative avec l'indice de plasticité. Lade et Yamamuro (1997) ont mené une étude à l'appareil triaxiale sur un mélange de sable lâche de Nevada et 20% ATC silt. On note qu'au début du chargement les deux échantillon ( $D_r = 40$  et  $44\%$ ) présentent une instabilité initiale; seule la liquéfaction statique est observée pour l'échantillon avec une densité  $D_r = 40\%$ . A partir de ces résultats, Yamamuro et Covert (2001) concluent que la présence de petites quantités de silts semble induire un comportement contractant pendant le cisaillement initial. L'échantillon ayant une densité  $D_r = 44\%$  ne subit pas la liquéfaction statique, en effet le sol mobilise le caractère dilatant dû la présence de larges grains de sables; ce qui conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction.

Belkhatir et al. (2014) et Benghalia et al. (2014) ont établi à travers les résultats de leurs essais triaxiaux monotones et cycliques, la relation directe et prépondérante entre la teneur en fines et le comportement mécanique du sable limoneux.

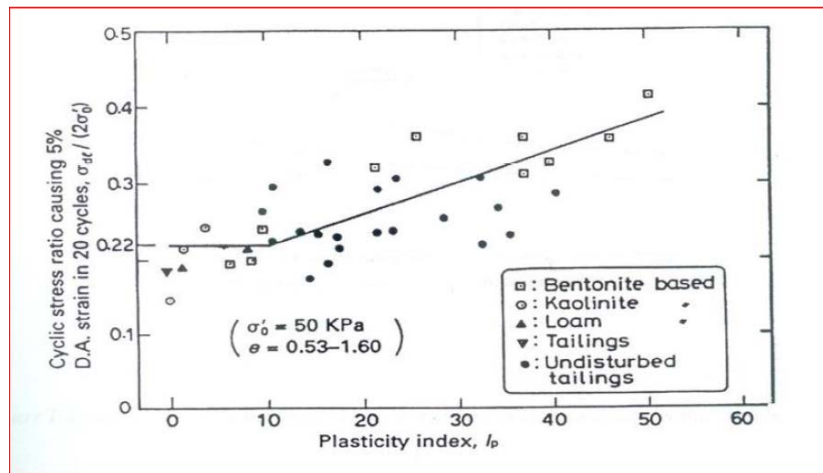


Figure 1.8: Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ichihara et Kosecki, 1989).

### 1.3.4. Effet de la granulométrie

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida 1970; Seed et Idriss 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 1.9 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

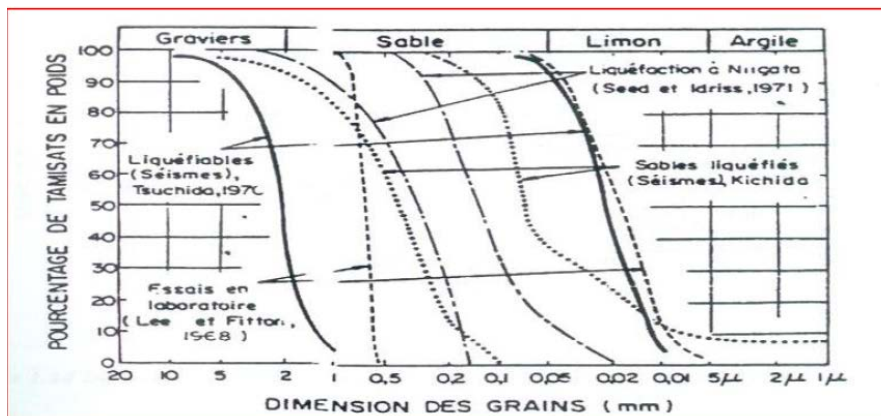
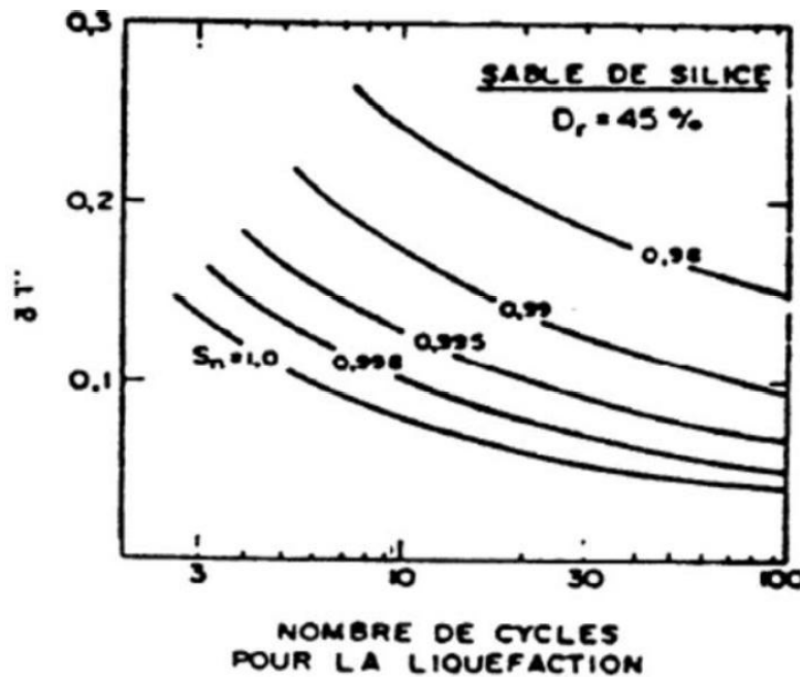


Figure 1.9: Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984).

### 1.3.5. Influence de la saturation

Le degré de saturation d'un échantillon peut-être déterminé expérimentalement à l'aide du coefficient de Skempton B qui vise à caractériser la réponse du sol sur lequel une contrainte isotrope est appliquée. Une valeur de B proche de l'unité indique une bonne saturation, l'effet de la contrainte appliquée étant directement relié à la réponse du sol. Yang et al. (2004) ont traité de nombreux résultats provenant d'études sur le degré de saturation et ont conclu que la résistance à la liquéfaction était significativement augmentée lors de la diminution du coefficient de Skempton B. La figure 1.10 montre l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, cette influence a été étudiée par Martin et al. (1978). On constate que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la diminution du degré de saturation.



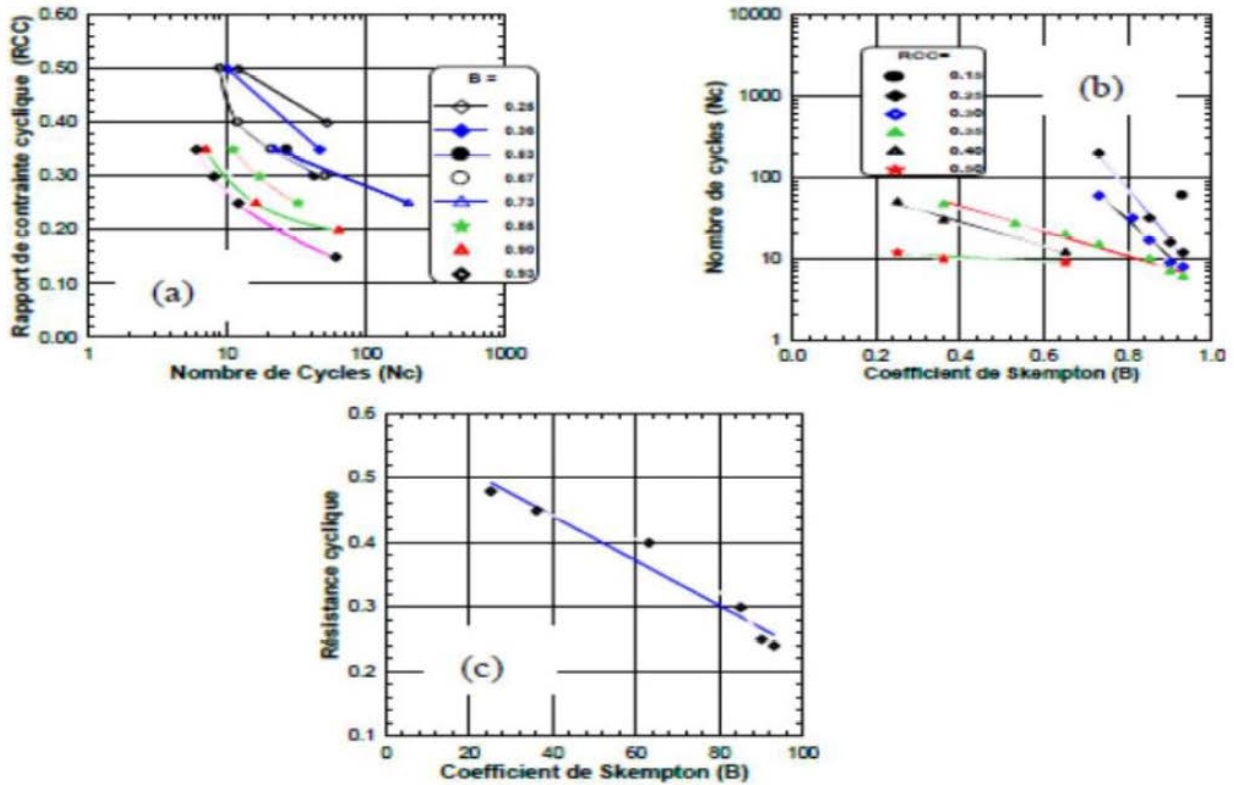
**Figure 1.10:** Influence de la saturation sur la résistance au cisailment cyclique (Martin et al. ,1978).

Arab et al. (2012) ont réalisé des essais sur du sable d'Hostun RF (France), pour étudier l'influence du degré de saturation évalué en termes de coefficient de Skempton B sur le comportement d'un sable granulaire. L'étude a comporté des essais triaxiaux non drainés cycliques qui ont été réalisés à une densité relative  $D_r = 65\%$  pour des coefficients de Skempton B variant entre 25 et 95.

La figure 1.11a montre les échantillons ayant un faible coefficient de Skempton B (degré de saturation) présentent un potentiel de liquéfaction très élevé par rapport aux échantillons préparés avec un coefficient de Skempton B très élevés. Ceci est illustré dans la figure 1.11c qui montre que la résistance à la liquéfaction (défini par Ishihara comme étant la liquéfaction initiale à 15 cycles) augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B selon une régression linéaire ( $C_c = 0.95$ ).

La figure 1.11b montre l'influence du coefficient de Skempton B sur l'évolution du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction pour les différents rapports de contrainte cyclique (RCC). On remarque que pour le chargement de grande amplitude (RCC = 0.5), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction varie peu avec le coefficient de Skempton B ( $N_c = 9, 10$  et  $11$  pour  $B = 0.67, 0.36$  et  $0.25$  respectivement). Pour des chargements plus faibles (RCC < 0.40), le nombre de cycles nécessaire à la liquéfaction augmente sensiblement avec la diminution de B.



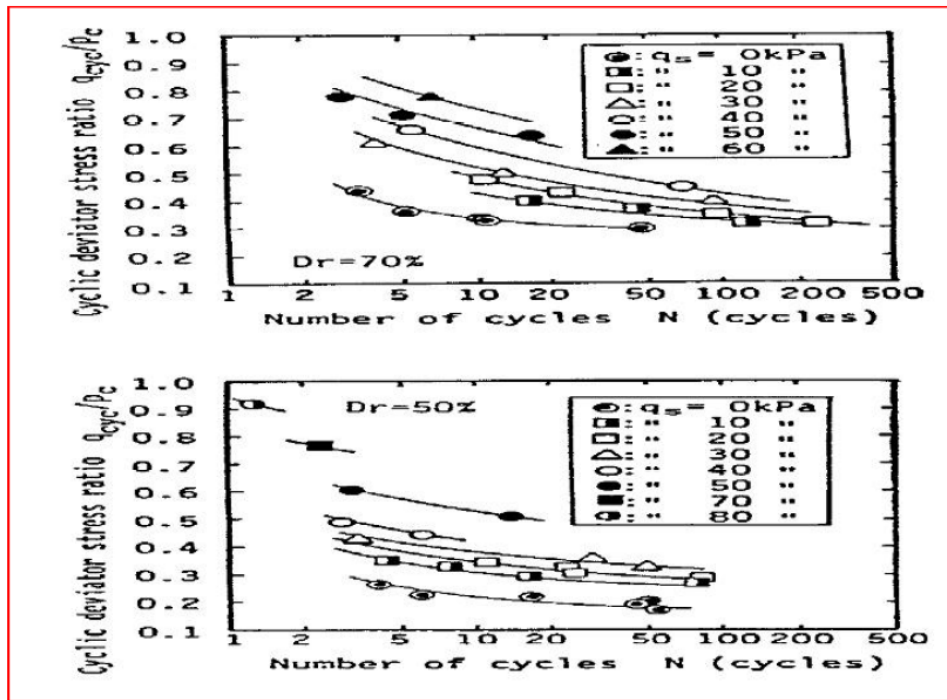


**Figure 1.11:** Influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur la résistance cyclique (Arab et al., 2012) .

Par ailleurs, Merabet et al. (2019) et Arab et al. (2016), ont réalisé des essais triaxiaux monotones drainés et non drainés, et des essais cycliques non drainés sur du sable d'Hostun Rf et ont trouvé qu'une augmentation de la saturation provoque une diminution de la résistance du sol.

### 1.3.6. Effet du pré-cisaillement

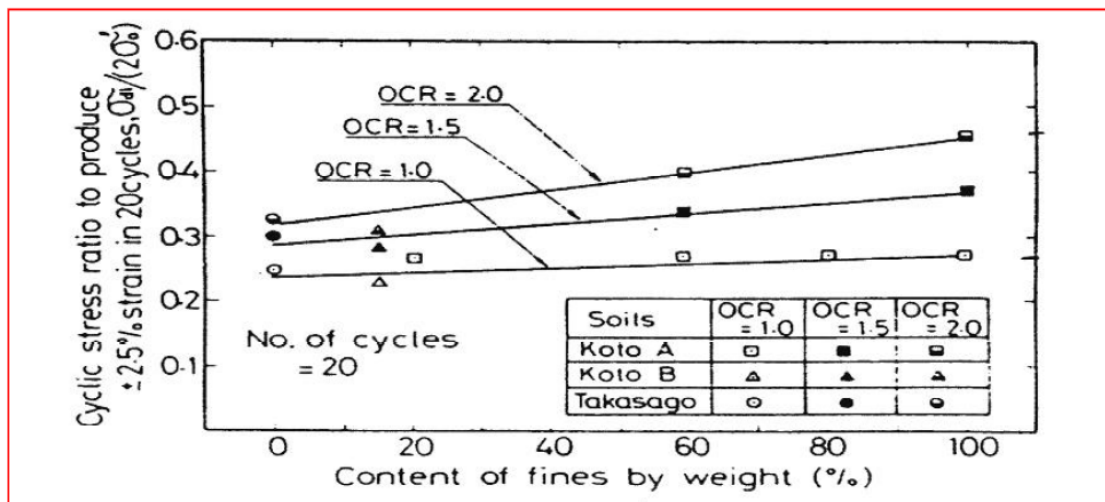
Dans certaines applications, le sol peut être initialement soumis à un pré cisaillement (ouvrages de soutènement, fondations, pentes,...). Dans ce cas, il est nécessaire d'analyser l'influence du Pré-cisaillement sur le potentiel de liquéfaction. Du fait que la liquéfaction des sols nécessite l'application d'un chargement cyclique comportant un changement de signe du déviateur (Lee et Seed 1967, Yoshimi et Oh-Ok 1975, Vaid et Finn 1979, Mohkam1983), on s'attend à ce que toute contrainte de cisaillement initiale améliore la résistance à la liquéfaction. La figure 1.12 montre les résultats des essais réalisés par Hyodo et al. (1991) pour différentes valeurs du cisaillement initial et avec deux densités relatives initiales ( $D_r = 70\%$  et  $50\%$ ). On remarque que la résistance à la liquéfaction s'améliore d'une manière sensible avec l'augmentation du cisaillement initial.



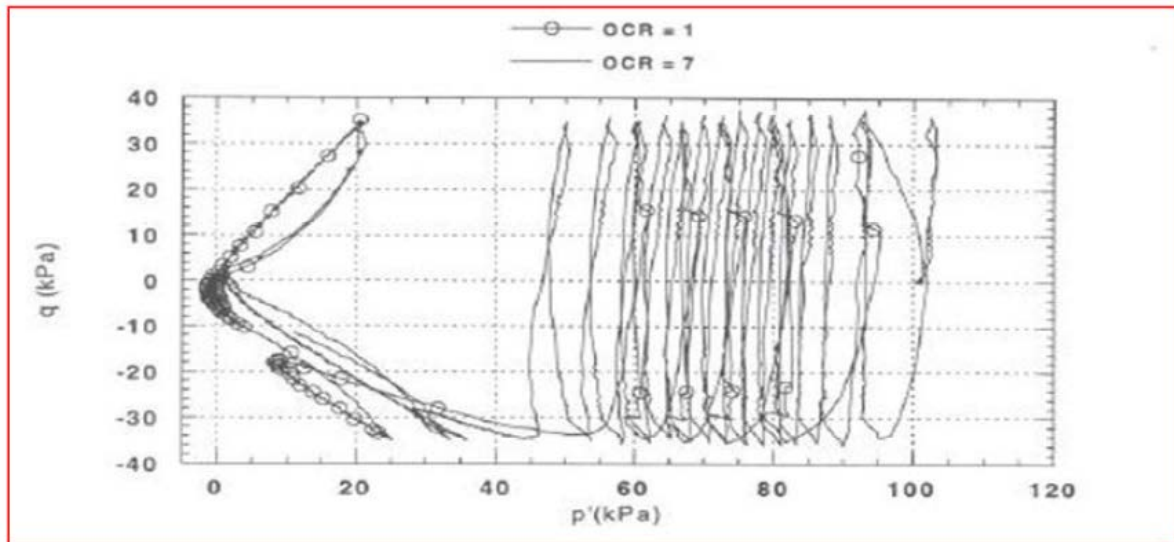
**Figure 1.12:** Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, sable dense ( $D_r = 70\%$ ); ( $D_r = 50\%$ ); (Hyodo et al., 1991).

### 1.3.7. Effet de la surconsolidation

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et takatsu, 1979, Seed et al. 1975; Seed et Peacock, 1971). La figure 1.13 montre les résultats obtenus par Ishihara et al. (1978) sur des sols ayant différents teneurs en éléments fins. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente avec le rapport de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun, Bouferra (2000), a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles; alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait 6 cycles pour obtenir la liquéfaction (figure 1.14).



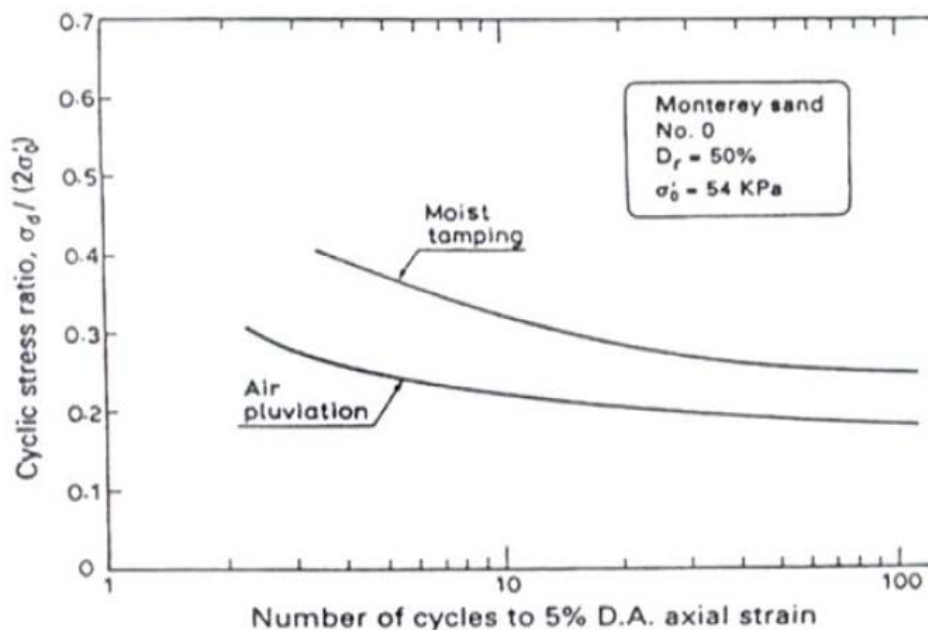
**Figure 1.13:** Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.1978).



**Figure 1.14:** Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2000).

### 1.3.8. Effet des modes de déposition des échantillons

Plusieurs chercheurs ont analysé l'influence du mode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction (Lade 1974; Mullilis et al. 1977; Tatsuoka et al. 1986a; Amini et Sama 1999; Della et al. 2014, 2015 et 2016). La figure 1.15 montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec. Amini et Sama (1999) lors de leur étude sur le comportement d'un mélange d'argile-sable-grave, ont utilisé deux méthodes pour la préparation des échantillons à savoir la préparation par damage humide et sédimentation. La préparation humide (damage) est utilisée pour obtenir des échantillons homogènes tandis que la sédimentation entraîne une stratification du sol.

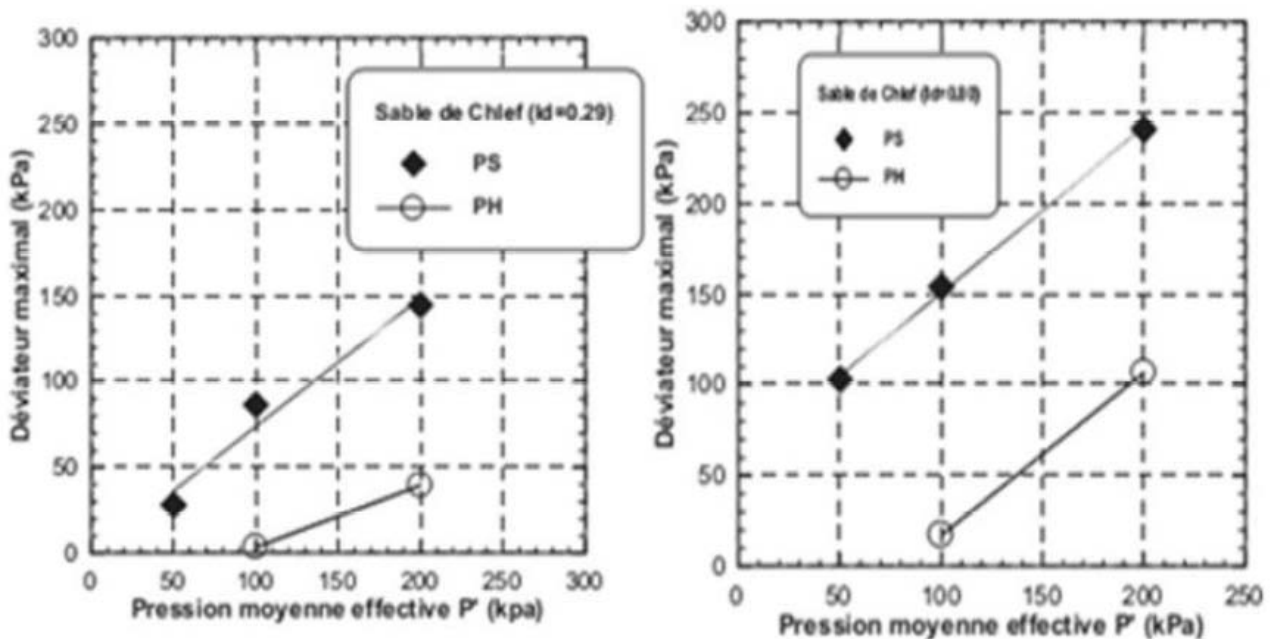


**Figure 1.15:** Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mullilis et al., 1977).

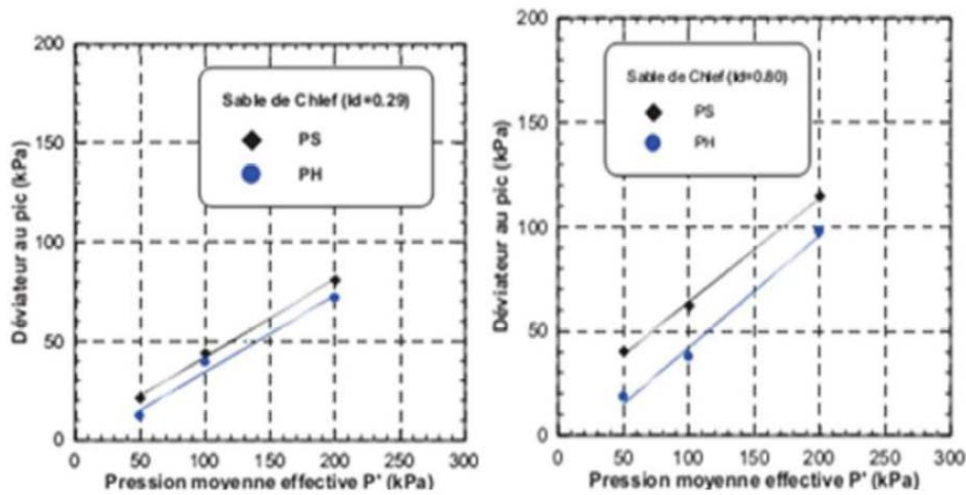
La méthode de préparation des échantillons en laboratoire peut engendrer des variations significatives au niveau de la structure d'un sol par rapport à une déposition naturelle. Ce paramètre peut influencer la tendance d'un sol à se dilater ou à se contracter (Thevanayagam et al., 2000). La méthode de déposition hydraulique de sols pulvérulents, telle que celle préconisée pour les résidus miniers tend à augmenter fortement le potentiel à la liquéfaction (McNeilman et al., 1988; James, 2009). Dans le but d'évaluer l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement non drainé du sable de Chlef, Della et al. (2009) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés selon deux méthodes de préparation: pluviation à sec (PS) et placement humide (PH) avec une teneur en eau de 3%.

La figure 1.16 montre l'influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal. On note que la méthode de déposition par pluviation à sec (PS) donne des valeurs du déviateur maximal beaucoup plus importants donc une résistance à la liquéfaction beaucoup plus grande, à l'inverse de la méthode de placement humide (PH) où l'on constate des valeurs du déviateur maximal plus faibles pour des densités faibles ou modérée (état lâche pour  $I_d = 0.29$ ) avec stabilisation progressive autour d'une valeur ultime stationnaire très faible ou nulle signifiant la liquéfaction de l'échantillon (Della et al., 2009).

Les mêmes tendances sont constatées pour les variations des valeurs au pic du déviateur données sur la figure 1.17, où l'on remarque que les échantillons conçus par la méthode de pluviation à sec montrent une résistance au cisaillement monotone supérieure ( $q_{max} = 240.97$  kPa à l'état dense et à un confinement de 200 kPa) à ceux fabriqués par placement humide ( $q_{max} = 106.73$  kPa à l'état dense et à un confinement de 200 kPa).



**Figure 1.16:** Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal (Della et al., 2009).

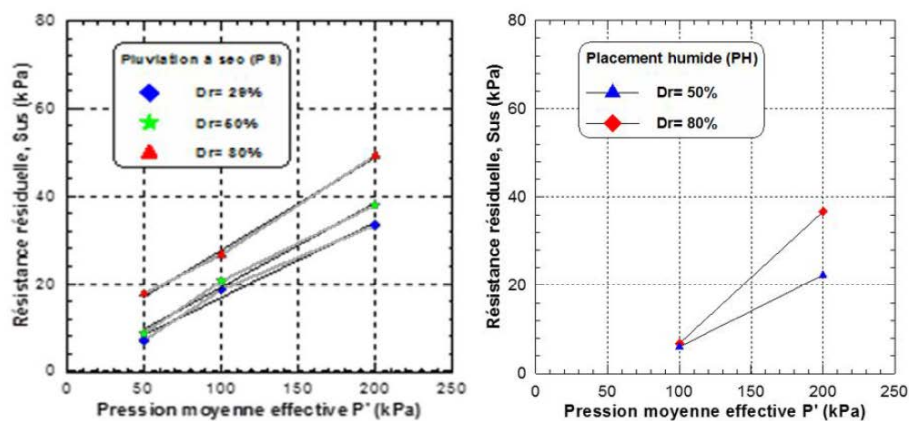


**Figure 1.17:** Influence de la méthode de déposition sur le déviateur au pic (Della et al., 2009).

Les résultats obtenus par Della et al. (2009) sont conformes à ceux trouvés par Benahmed et al. (2004) et Canou (1989). La figure 1.20a et 1.20b décrivent l'évolution de l'effort résiduel en fonction de la pression de confinement effective.

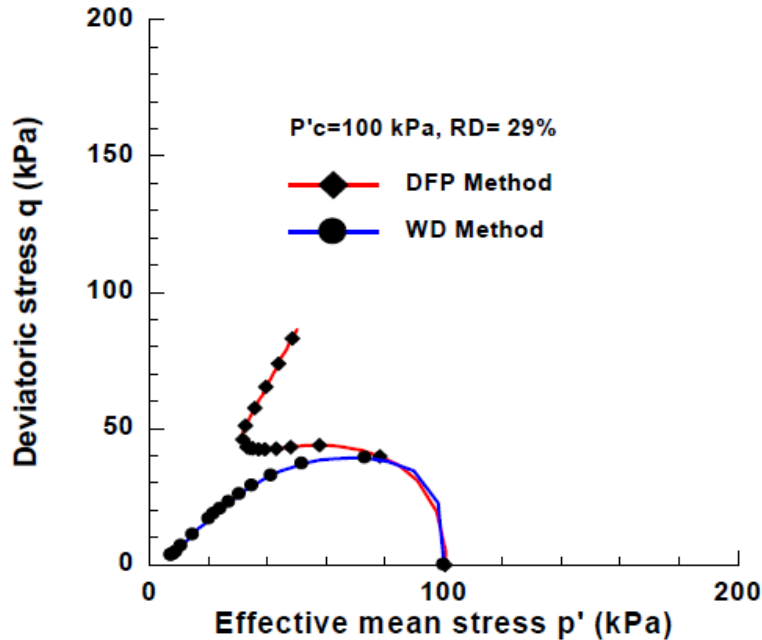
On constate sur la figure 1.18 que l'effort résiduel des échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la pression de confinement effective et avec la densité relative initiale ( $I_d$ ). En revanche, pour les échantillons préparés avec la méthode de placement humide (figure 1.18b), on note que l'effort résiduel augmente avec l'augmentation de la pression de confinement effective de 100 à 200 kPa pour des indices de densité relative  $I_d = 0.50$  et  $0.80$ . Pour la contrainte de confinement effective  $P'_c = 50$  kPa et pour l'indice de densité relative  $I_d = 0.29$ , cet effort résiduel est nul même pour la contrainte de confinement effective 200 kPa.

Ces différences de comportement constatées entre les deux méthodes de déposition, peuvent s'expliquer par le fait que les échantillons préfabriqués par la méthode de pluviation à sec présentent un comportement dilatant et stable, tandis que ceux préparés par la méthode de placement humide sont plutôt contractants et instables. Cette instabilité peut provenir de la présence d'une certaine quantité d'eau qui permet d'avoir des échantillons foisonnés avec des macro pores facilement compressibles et vulnérables à la liquéfaction (Della et al., 2010).



**Figure 1.18:** Influence de la méthode de déposition des échantillons sur la résistance résiduelle (Della et al., 2010).

Les travaux réalisés par Della et al. (2014), sur deux échantillons préparés par deux modes de dépôt différents sous le même confinement (100 kPa) et au même état de densité ( $D_r = 29\%$ ) et soumis aux mêmes conditions de cisaillement, confirment les conclusions ci-dessus à savoir que la méthode de pluviation à sec donne des échantillons plus résistants au cisaillement que la méthode de dépôt humide.



**Figure 1.19:** Effet des modes de dépôt sur le comportement au cisaillement d'un sable (Della et al., 2014).

#### 1.4. Conclusion

En se basant sur cette synthèse bibliographique, il a été présenté les résultats de différents travaux de recherche concernant le comportement des sols et l'effet des différents paramètres (Saturation, consolidation, pré chargement, la présence des fines, densité relative, confinement.....) sur la résistance de ces sols. Il a été montré que:

- La valeur de déviateur de contrainte d'un sol dans une pluviation à sec est supérieure à celle dans un placement humide;
- Le déviateur de contrainte augmente avec l'augmentation de la pression effective;
- L'augmentation de la densité relative améliore la résistance d'un sol au cisaillement ce qui induit une augmentation du déviateur;

A la lumière de cette recherche bibliographique, on va s'intéresser dans le chapitre suivant aux différentes méthodes utilisées pour remédier à la baisse de résistance des sols et éviter les risques engendrés par cette baisse.

*Chapitre 2:*

*Effet des ajouts sur le comportement des sols*

## Chapitre 2: Effet des ajouts sur le comportement des sols

### 2.1. Introduction

L'utilisation des fibres de renforcement pour améliorer les propriétés mécaniques de sols augmente dans de nombreux domaines de la pratique de l'ingénierie géotechnique. Les produits de géosynthétiques traditionnels tels que géotextiles, géogrilles, geocelles, etc ont été prouvés pour être efficaces, et ils sont de plus en plus utilisés dans le domaine de la géotechnique.

### 2.2. Classification des fibres

À l'heure actuelle, on se rend mieux compte que les sites d'enfouissement se remplissent, que les ressources sont épuisées, que la planète est polluée et que les ressources non renouvelables ne dureront pas éternellement. Alors, il y a un besoin de matériaux plus écologiques. C'est pourquoi de nombreuses recherches expérimentales ont été menées et un grand intérêt a été créé dans le monde entier sur l'application de fibres pour le renforcement des sols au cours des dernières années.

#### 2.2.1. Fibres naturelles

Sous le terme « fibres naturelles » se trouvent des fibres organiques, d'origine végétale et animale et des fibres minérales telles que l'amiante. Les fibres naturelles peuvent être classifiées en fonction de leurs origines animales, végétales ou minérales et ce conformément à l'organigramme illustré dans la figure 2.1.

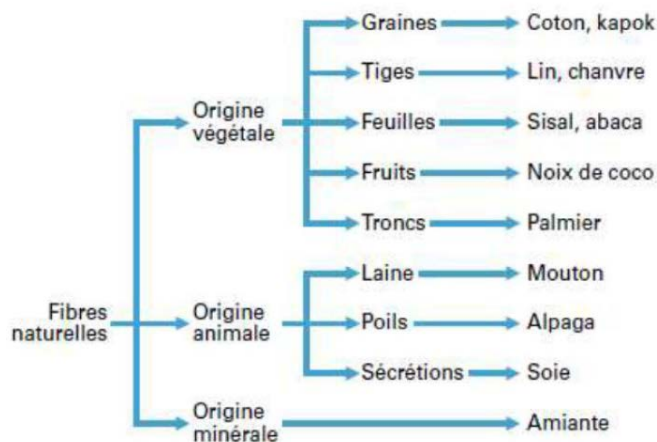


Figure 2.1: Classification des fibres naturelles en fonction de leur origine (Baley, 2013)

Certaines fibres naturelles et leurs caractéristiques dans les projets de sol sont brièvement décrites:

#### 2.2.1.1. Fibres de noix de coco

Le revêtement extérieur de la matière fibreuse d'une noix de coco, appelé cosse de noix de coco, est le rejet du fruit de la noix de coco. Les fibres ont normalement une longueur de 50 à 350 mm, en raison de sa teneur élevée en lignine la fibre est é très durable, avec une durée de vie utile de 4 à 10 ans. L'absorption d'eau est d'environ 130-180% et le diamètre est d'environ 0.1 - 0.6 mm. Ayyar et al. (1989) et Viswanadham (1989) ont rapporté l'efficacité des fibres distribuées au hasard sur la tendance du sol au gonflement.



Ravishankar et Raghavan (2004) ont confirmé que pour les sols latéritiques stabilisés à la fibre de coco, la densité sèche maximale du sol diminue avec l'ajout de fibre de coco et que la teneur en humidité optimale du sol augmente avec l'augmentation du pourcentage de fibre. La résistance à la compression du sol composite augmente jusqu'à 1% de la teneur en fibre de coco et une augmentation supplémentaire de la quantité de fibre entraîne la réduction des valeurs. Le pourcentage d'absorption d'eau augmente avec une augmentation du pourcentage de fibre de coco. La résistance à la traction du sol renforcé de fibre de coco (échantillons secs à l'étuve) augmente avec l'augmentation du pourcentage de fibres de coco.

#### **2.2.1.2. Fibres de sisal**

Le sisal est une fibre lingo-cellulosée avec un taux de 60 - 70% d'absorption d'eau et un diamètre d'environ 0.06 – 0.4 mm. Les fibres de sisal sont extraites des feuilles des plantes, dont la taille varie entre 6 - 10 cm de largeur et 50 - 250 cm de longueur. En général, le Brésil, l'Indonésie et les pays d'Afrique de l'est sont les principaux producteurs mondiaux de fibres de sisal. Ghavami et al. (1999) ont trouvé que l'inclusion de 4% de sisal, ou de la fibre de noix de coco, confère une ductilité considérable et augmente légèrement la résistance à la compression. On a également constaté que l'introduction d'émulsion de bitume n'améliorait pas la liaison entre le sol et les fibres; mais a considérablement amélioré la durabilité du sol.

Prabakar et Siridihar (2002) utilisaient 0.25%, 0.5%, 0.75% et 1% de fibres de sisal en poids de sol brut avec quatre longueurs différentes de 10, 15, 20 et 25 mm pour renforcer un sol local problématique. Ils ont constaté que la contrainte de cisaillement augmente de façon non linéaire avec l'augmentation de la longueur de la fibre jusqu'à 20 mm et au-delà, où une augmentation de la longueur réduit la contrainte de cisaillement. Le pourcentage de teneur en fibres améliore également la résistance au cisaillement. Mais au-delà de 0.75% de fibres, la contrainte de cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres (Tableau 2.1).

**Tableau 2.1:** Contrainte de rupture déviatorique du sol renforcé (Prabakar et Siridihar 2002)

SI no	Fibre Lengh (mm)	Fibre Content (%)	Failure stress (kpa)		
1	0	0	68,37	97,93	117,02
2	10	0,25	103,99	122,12	142,30
3	10	0,50	134,48	144,25	164,06
4	10	0,75	166,42	195,08	221,87
5	10	1,00	81,52	90,72	107,82
6	15	0,25	106,79	133,57	146,33
7	15	0,50	141,59	146,21	164,65
8	15	0,75	182,55	200,56	224,91
9	15	1,00	90,45	113,21	123,75
10	20	0,25	114,39	118,35	151,20
11	20	0,50	142,00	174,87	155,15
12	20	0,75	222,21	220,89	261,65
13	20	1,00	99,93	144,63	135,43
14	25	0,25	97,50	110,47	124,28
15	25	0,50	137,42	142,39	150,49
16	25	0,75	150,88	157,86	165,27
17	25	1,00	77,71	90,80	95,58

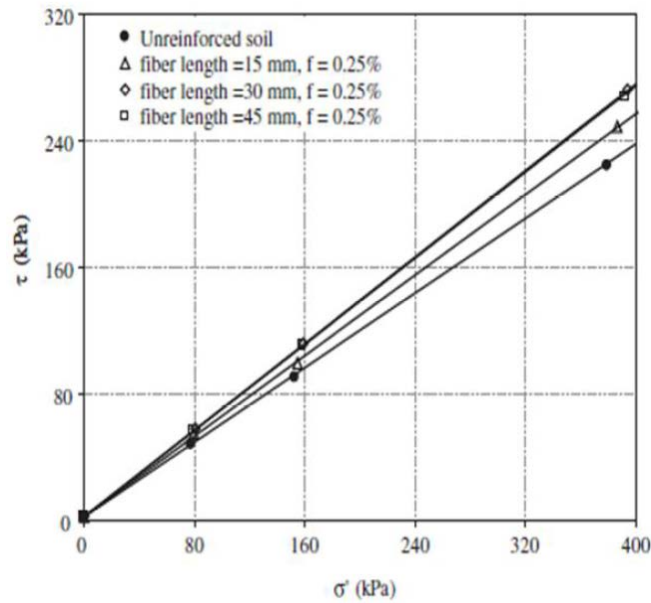
### 2.2.1.3. Fibres de palmier

Les fibres de palmier en production de dattes ont des textures de filaments avec des propriétés spéciales telles que les coûts bas, la plénitude dans la région, la durabilité, la légèreté, la capacité de tension et la résistance relative contre la détérioration. Les fibres extraites des palmiers décomposés se sont avérées fragiles, ayant une faible résistance à la traction et un module d'élasticité très faible.

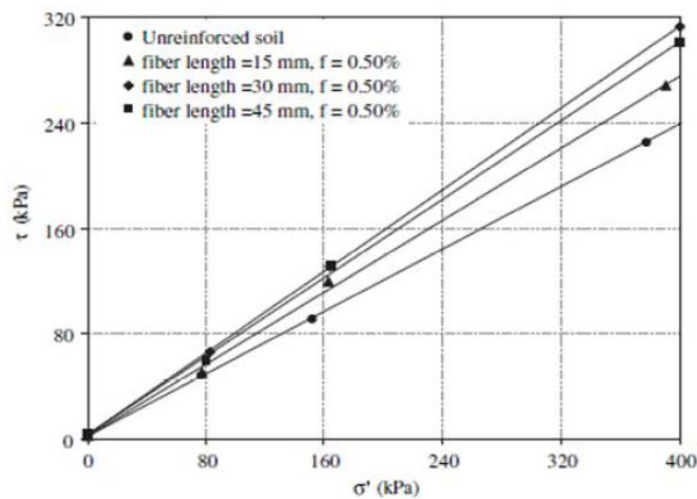
La résistance à la compression en milieu ouvert (UCS), le California Bearing Ratio (CBR) et les tests de compactage ont été réalisés sur des échantillons de sols renforcés de fibres de palmier par Marandi et al. (2008) ont signalé qu'à une longueur de fibre de palmier constante, avec une augmentation de l'inclusion des fibres (de 0% à 1%), les résistances maximales et résiduelles étaient augmentées. Une tendance similaire a été observée pour l'inclusion constante de la fibre de palme et l'augmentation de la longueur de la fibre de palme (de 20 mm à 40 mm).

Ahmad et al. (2010) ont mélangé des fibres de palme avec un sol de sable limoneux pour étudier l'augmentation de la résistance au cisaillement pendant la compression triaxiale. Les spécimens ont été testés avec des teneurs en fibres de palme de 0.25% et 0.5% de longueurs différentes (c'est-à-dire 15 mm, 30 mm et 45 mm (Figure 2.2 et 2.3).

Le sable limoneux renforcé contenant 0.5% de fibres revêtues de 30 mm de longueur présentait une augmentation de l'angle de frottement d'environ 25% et une cohésion de 35% par rapport à celles du sable limoneux non renforcé. De plus, les fibres de palme revêtues de thermoplastique acrylique butadiène styrène augmentent beaucoup plus la résistance au cisaillement du sable limoneux par rapport aux fibres non revêtues.



**Figure 2.2:** Comparaison entre les résultats de résistance au cisaillement pour des échantillons non renforcés et renforcés à  $f = 0.25\%$  avec des fibres OPEFB de 15, 30 et 45 mm de long (Ahmad et al. 2010).



**Figure 2.3:** Comparaison entre les résultats de résistance au cisaillement pour des échantillons non renforcés et renforcés à  $f = 0.5\%$  avec des fibres OPEFB de 15, 30 et 45 mm de long (Ahmad et al. 2010).

#### 2.2.1.4. Fibres de jute

Le jute est abondamment cultivé au Bangladesh, en Chine, en Inde et en Thaïlande. Les fibres de jute sont extraites de l'écorce fibreuse des plantes de jute qui atteignent une hauteur de 2.5 m et dont le diamètre de la base est d'environ 25 mm. Il existe différentes variétés de fibres de jute aux propriétés variables. Le jute est principalement une fibre respectueuse de l'environnement qui est utilisée pour produire des textiles poreux qui sont largement utilisés pour la filtration, le drainage et la stabilisation du sol.

Aggarwal et Sharma (2010) ont utilisé différentes longueurs (5 - 20 mm) de fibres de jute en différents pourcentages (0.2 - 1.0%) pour renforcer le sol. Le bitume était utilisé pour enrober les fibres afin de les protéger contre l'attaque et la dégradation microbiennes. Ils ont conclu que la fibre

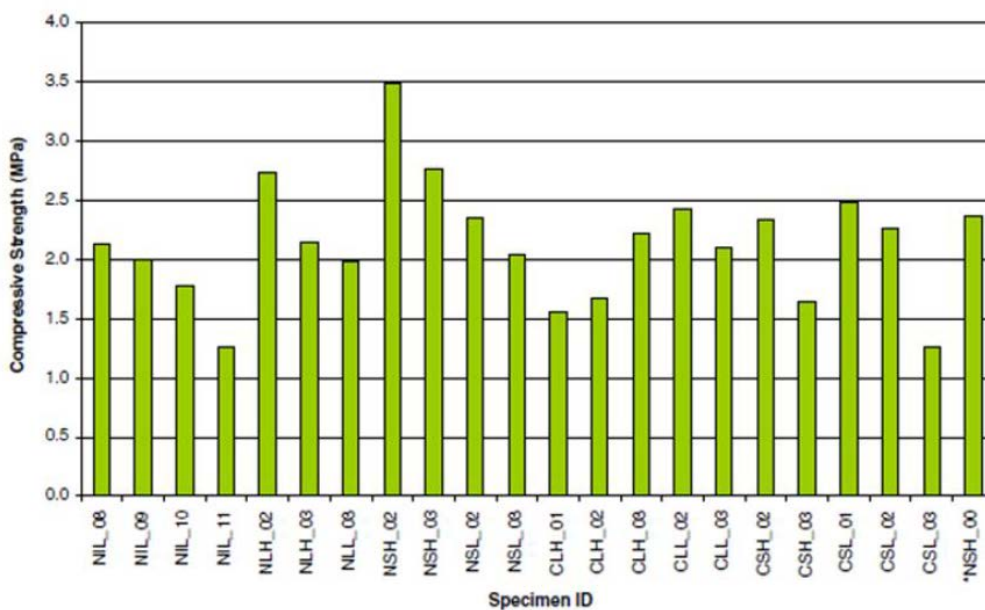
de jute réduit le MDD tout en augmentant la MOC. La valeur maximale de CBR est observée avec 0.8% des fibres de jute de 10 mm de longueur, soit une augmentation de plus de 2.5 fois la valeur CBR du sol brut. Les propriétés physiques et techniques du jute sont présentées dans le tableau 2.2:

**Tableau 2.2:** Summary of the physical and engineering properties of the tested jute fibers material (Aggarwal et Sharma, 2010)

Sr. No.	Property	Range / Value
1	Fibre length, mm	20
2	Fibre Diameter, mm	0.3 – 0.45
3	Specific Gravity	1.32
4	Bulk Density, Kg/m <sup>3</sup>	1290
5	Ultimate tensile strength, N/mm <sup>2</sup>	3350
6	Modulus of Elasticity, N/mm <sup>2</sup>	74
7	Elongation at Break, (%)	2.5 - 3

### 2.2.1.5. Fibres de lin

Le lin est probablement la fibre textile la plus ancienne connue de l’humanité. Il a été utilisé pour la production de toile de lin depuis l’antiquité. Le lin est une plante à fleurs bleues, mince, cultivée pour ses fibres et ses graines dans de nombreuses parties du monde. Segetin et al. (2007) ont amélioré la ductilité du composite sol - ciment avec l’ajout de fibres de lin. Un revêtement de peinture d’émail a été appliqué à la surface de la fibre pour augmenter sa force de liaison interfaciale avec le sol. La longueur de fibre de 85 mm avec des niveaux de teneur de fibre de 0.6% a été recommandée (Figure 2.4).



**Figure 2.4:** Résistance à la compression des échantillons de sol-ciment avec du ciment Portland ordinaire (Segetin et al. 2007).

### 2.2.2. Fibres synthétiques

Ce type de fibres est le plus utilisé dans le domaine industriel en général et dans le domaine de génie civil en particulier. Elles suscitent l'intérêt pour leur faible coût, leur disponibilité et leur indépendance des saisons et surtout la possibilité de les adapter et modifier leurs propriétés, par contre, elles posent un impact négatif quant à leur comportement vis-à-vis de l'environnement que ce soit pendant le processus de fabrication ou après leur utilisation et les difficultés de leur recyclage. Les principales catégories de fibres synthétiques commercialisées sont:

- **Les polyamides** (Nylons);
- **Les polyesters**;
- **Les dérivés polyvinyliques**;
- **Les polyoléfines**: les polyéthylènes et les polypropylènes: sont d'une importance croissante et leur production s'élève maintenant à environ 8% de toutes les fibres synthétiques.
- **Fibres artificielles**: Les fibres de verre, les fibres de carbone, les fibres d'acier et d'autres. Elles sont aujourd'hui les plus utilisées dans l'industrie de la construction.

#### 2.2.2.1. Fibres de polypropylène (PP)

La fibre de polypropylène est la plus largement utilisée dans les essais en laboratoire du renforcement des sols. Actuellement, les fibres PP sont utilisées pour améliorer les propriétés de résistance du sol, pour réduire les propriétés de retrait et pour vaincre la dégradation chimique et biologique.

Setty et Rao (1987) et Setty et Murthy (1987) ont réalisé des tests triaxiaux, des tests CBR et des tests de résistance à la traction sur du sable limoneux et du coton noir, renforcés avec des fibres PP. Les résultats des tests ont montré qu'ils étaient significativement augmentés dans l'interception de cohésion et une légère diminution de l'angle de frottement interne avec une augmentation de la teneur en fibres jusqu'à 3% en poids.

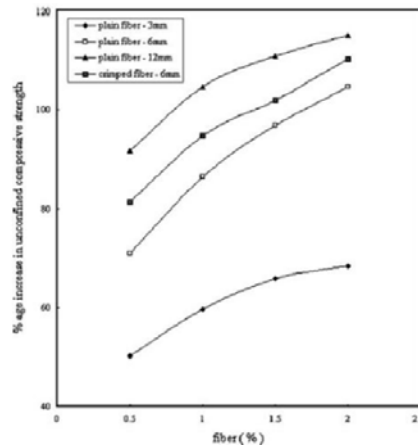
Les effets des inclusions de fibres PP sur le comportement du sol ont pu être observés visuellement lors des essais triaxiaux (Figure 2.5). La déformation axiale de l'échantillon non renforcé a entraîné le développement d'une rupture plane, tandis que les spécimens renforcés en PP ont tendance à gonfler, ce qui indique une augmentation de la ductilité du mélange fibre - sol.



**Figure 2.5:** Modèle de déformation des échantillons pour les échantillons de sol argileux non renforcés (à gauche) et pour les sols argileux renforcés (à droite) avec 0.25% de PP de 19 mm (Setty et Murthy 1987).

### 2.2.2.2. Fibres de polyester (PET)

Consoli et al. (2002) ont indiqué que l'inclusion de la fibre de PET dans le sable fin améliore à la fois la résistance maximale et ultime qui dépend de la teneur en fibres. L'argile hautement compressible de Kumar et al. (2006) testée dans l'essai UCS avec 0%, 0.5%, 1.0%, 1.5% et 2.0% de fibres de polyester plates et frisées où trois des longueurs de 3 mm, 6 mm et 12 mm ont été choisies pour les fibres plates, tandis que les fibres frisées ont été coupées à 3 mm de long. Les résultats indiquent qu'à mesure que la longueur de la fibre et / ou la teneur en fibres augmentent, la valeur de l'UCS s'améliore. Le gaufrage des fibres conduit à l'augmentation de l'UCS légèrement (Figure 2.6). Ces résultats sont bien comparables à ceux trouvés par Tang et al. (2006).

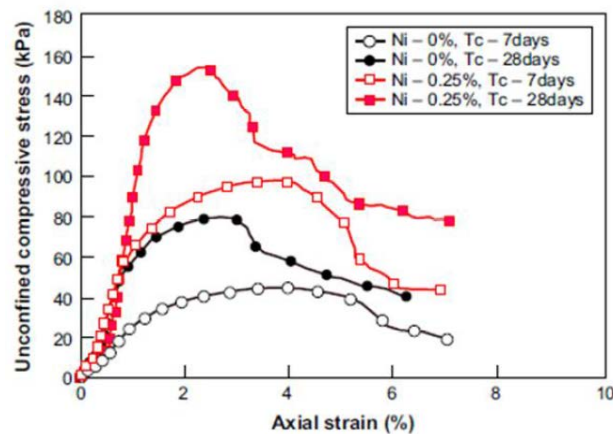


**Figure 2.6:** Augmentation en pourcentage de la résistance à la compression non confinée de l'argile mélangée avec différents pourcentages de fibres de tailles différentes (Kumar et al. 2006).

### 2.2.2.3. Fibres de polyéthylène (PE)

La possibilité de renforcer le sol avec des bandes et / ou des fibres de polyéthylène (PE) a également été étudiée dans une mesure limitée. Il a été signalé que la présence d'une petite fraction de fibres PE (HDPE) à haute densité peut augmenter l'énergie de rupture du sol.

Kim et al. (2008) ont utilisé les déchets de filet de pêche de PE (0%, 0.25%, 0.5%, 0.75% et 1%) pour renforcer le sol léger dérivé du processus de dragage. Ils ont trouvé que l'augmentation maximale de la résistance à la compression a été obtenue pour un contenu de déchets de filet de pêche d'environ 0.25% (Figure 2.7).



**Figure 2.7:** Comportement contrainte-déformation des sols légers renforcés et non-renforcés en fonction de la teneur en déchets de filets de pêche (Ni) et du temps de durcissement (Tc) (Kim et al. 2008).

Choudhary et al. (2010) ont rapporté que l'ajout de bandes de PEHD régénérées au sable local augmente la valeur CBR et le module sécant. L'amélioration maximale du CBR et du module sécant est obtenue lorsque la teneur en bande est de 4% avec le rapport d'aspect de 3, environ trois fois celui d'un système non renforcé.

#### 2.2.2.4. Fibres de nylon

Gosavi et al. (2004) ont rapporté qu'en mélangeant des fibres de nylon et de jute, la valeur CBR du sol est augmentée d'environ 50% de celle du sol non renforcé, alors que la fibre de coco augmente la valeur jusqu'à 96%. La quantité optimale de fibres à mélanger au sol est de 0.75% et toute addition de fibres au-delà de cette quantité n'a pas d'augmentation significative de la valeur CBR.

Murray et al. 2000 ont mené un programme d'essais en laboratoire pour évaluer les propriétés du sol limoneux sableux renforcé de fibres de nylon. L'augmentation de la résistance à la compression triaxiale de 204% avec 3% de fibres de tapis et la ductilité du sol ont été rapportées par les auteurs. De même, des essais sur le terrain ont montré que des fibres de déchets de tapis déchiquetés (jusqu'à 70 mm de longueur) peuvent être mélangées dans le sol avec un équipement conventionnel. La disponibilité de fibres à faible coût provenant des déchets de tapis pourrait conduire à une utilisation plus large des sols renforcés par des fibres et à une construction plus rentable.

#### 2.2.2.5. Fibres d'alcool polyvinylique (PVA)

La fibre d'alcool polyvinylique (PVA) est une fibre synthétique qui a récemment été utilisée dans le béton renforcé de fibres puisque sa résistance aux intempéries, sa résistance chimique (en particulier sa résistance alcaline), et sa résistance à la traction sont supérieures à celle de la fibre PP. La fibre de PVA a un rétrécissement significativement plus faible à la chaleur que le nylon et / ou le polyester. Elle a une densité de  $1.3\text{g/cm}^3$ , une bonne propriété adhésive au ciment; et des caractéristiques anti-alcalines élevées. Pour cette raison, il convient d'utiliser la fibre de PVA comme matériau de renforcement du sol. Par conséquent, l'inclusion de la fibre de PVA semble produire un renforcement plus efficace en termes de résistance et de ductilité par rapport à d'autres fibres sous la même cimentation.

Park et al. (2011) ont constaté que l'addition de 1% de fibres d'alcool polyvinylique (PVA) à 4% de sable cimenté entraînait une augmentation de deux fois à la fois du SCU et de la déformation axiale à la résistance maximale comparativement aux échantillons non renforcés de fibres. De plus, Park et al. (2011) ont signalé qu'à une dose de fibres de 1%, les valeurs de ductilité sont supérieures à quatre, quel que soit le taux de ciment (Figure 2.8).

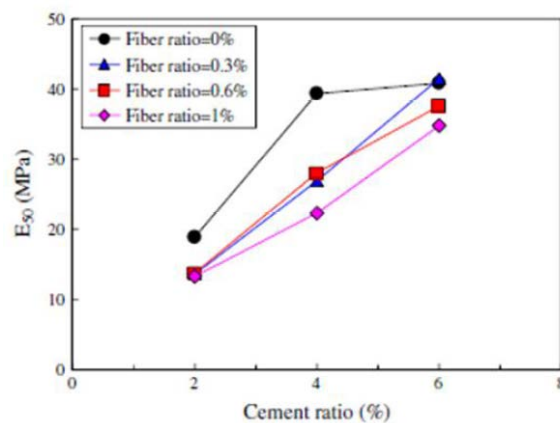


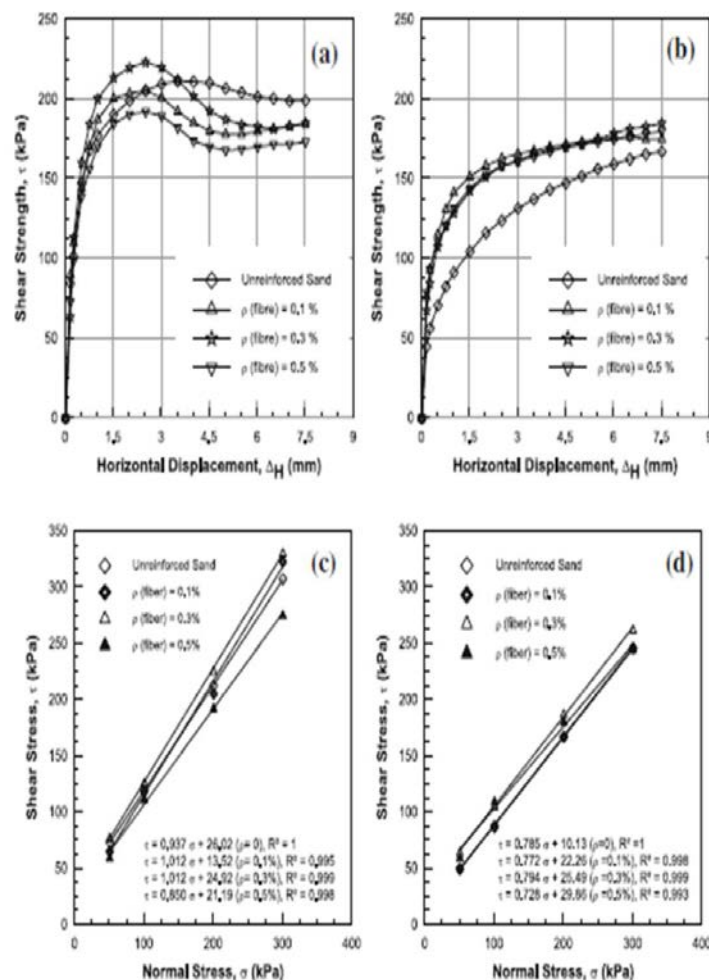
Figure 2.8: Module élastique sécant, E50, de FRCS avec différents taux de ciment (Park et al. 2011).

### 2.2.2.6. Fibres de verre

Les fibres de verre sont parmi les matériaux industriels les plus connus aujourd'hui. Ils sont facilement produits à partir de matières premières, qui sont disponibles en quantité; pratiquement illimitée. De nos jours, les fils de fibre de verre appelés «roving» peuvent être utilisés pour renforcer les sols sans cohésion. Le volume de fibres de verre est généralement compris entre 0.1% et 0.2% du poids du mélange de sol en poids. Les études expérimentales ont augmenté de 100 à 300 kN/m<sup>2</sup>. Il est intéressant de savoir que la mèche de fibre de verre favorise efficacement l'adhésion des graines et la pénétration des racines.

Consoli et al. (1989) ont indiqué que l'inclusion de fibres de verre dans le sable limoneux améliore la résistance maximale. Dans un autre travail, Consoli et al. (2004) ont étudié l'effet des fibres polypropylène (PP), polyester (PET) et verre sur le comportement mécanique du ciment renforcé par des fibres. Leurs résultats ont montré que l'inclusion de fibres PP améliorerait significativement le comportement fragile des sols. Par rapport au cas de la fibre PP, l'inclusion du PET et des fibres de verre a légèrement augmenté la fragilité.

Cependant on peut noter que des résultats similaires ont été publiés par Benessalah et al. (2015). Les essais ont été réalisés avec une série d'essais de cisaillement direct sur un sol sableux de la région de Chlef (Algérie) avec inclusion de différents pourcentages de fibres de verre (10 mm de longueur) et à des contraintes normales verticales de 50, 100, 200 et 300 kPa. L'influence de la teneur en eau (0; 1.5; 2.3 et 3%) pour des densités moyennes et élevées sur le comportement de résistance au cisaillement de sable renforcé et non renforcé. Les résultats expérimentaux montrent que les caractéristiques mécaniques sont améliorées avec l'addition de fibres de verre, en particulier pour les échantillons sec (Figure 2.9).





**Figure 2.9:** Effect of fibres content on shear strength, confining pressure of 200 kPa and an average relative density  $D_r = 48\%$ : **(a)** Variation of the shear strength according to the deformed shape of horizontal dry sand, **(b)** Variation of the shear strength as a function of the horizontal deformed with water content  $\omega = 3\%$ , **(c)** Intrinsic curve of a dry sample, **(d)** Intrinsic curve with a water content  $\omega = 3\%$  (Benessalah et al. 2015)

### **2.3. Conclusion**

Dans ce chapitre été présenté les deux principaux types de fibres naturels et synthétiques existants et leurs caractéristiques. Aussi une synthèse bibliographique a été incluse dans ce chapitre comprenant les recherches menées pour étudier l'effet de l'inclusion des fibres sur le comportement et les caractéristiques du sol.

La majorité des résultats ont indiqué une amélioration de la résistance des sols et leurs caractéristiques avec l'ajout de différents types de fibres à une certaine teneur. Cependant l'impact sur l'environnement pourrait jouer un rôle déterminant dans le choix du type de fibre à utiliser pour renforcer le sol.

Dans le chapitre suivant, on va exposer le dispositif expérimental, la procédure utilisée et les caractéristiques du sol de base ainsi que celles des fibres utilisées pour renforcer le sol.

## *Chapitre 3:*

*Dispositif expérimental et caractéristiques des matériaux utilisés*

## Chapitre 3: Dispositif expérimental et caractéristiques des matériaux utilisés

### 3.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter le dispositif expérimental nous permettant de réaliser à bon escient notre essai portant sur le mélange sables-fibres de filasse. Le choix a été porté sur un appareillage bien connu dans le domaine de la géotechnique à savoir; l'appareil de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande dont le plan de cisaillement est totalement imposé par la contrainte de cisaillement horizontale. Un mode opératoire détaillé basé sur des méthodes de fabrication et la mise en place des échantillons dans le moule d'essai (boîte de cisaillement) a été décrit dans ce chapitre afin d'étudier l'influence des différents paramètres physiques et mécaniques des sables sur le comportement du mélange. Des essais de répétabilité effectués à partir de l'appareillage utilisé (Cisaillement à la boîte) ont permis de confirmer la fiabilité du dispositif utilisé.

### 3.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

#### 3.2.1. Sable

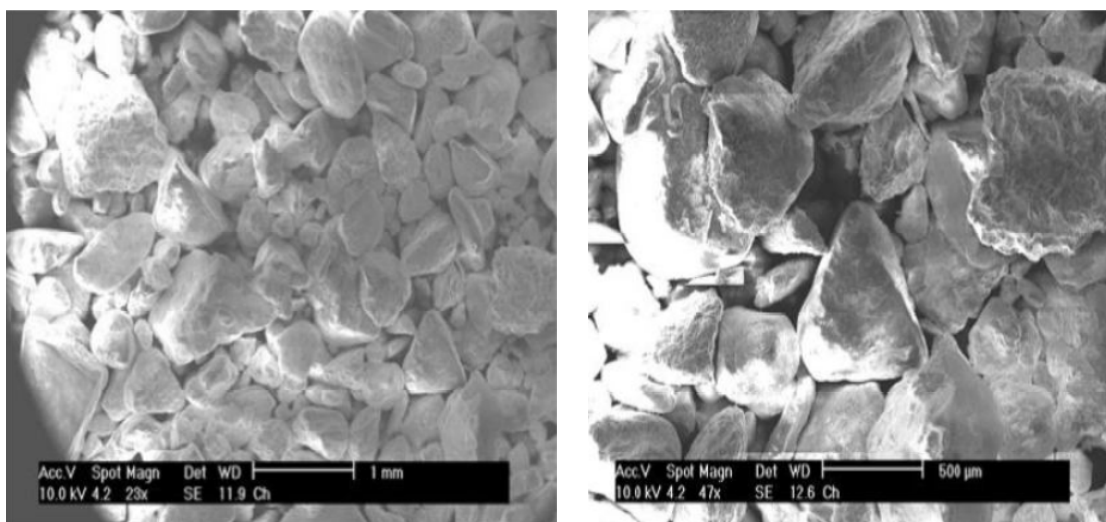
Dans cette partie on détermine les caractéristiques physiques du sol utilisé ainsi que la description du matériel utilisé dans l'identification des caractéristiques physiques du sol ainsi que les résultats obtenus de cette caractérisation. Nous avons présenté dans la figure 3.1 une photo du sable naturel d'Oued Chlef.



**Figure 3.1:** Sable naturel de Chlef

Le sol utilisé dans cette étude est le sable de Chlef qui provient des berges d'oued Chlef qui traverse la ville de Chlef à l'ouest d'Alger. Ce sable contient un pourcentage de limon de 2.4%. La figure 3.5 montre la courbe de distribution de la taille des grains (Courbe granulométrique). Le sable de Chlef est un sable moyen, subarrondi avec un diamètre moyen  $D_{50} = 0.70$  mm. Le limon contenu est peu plastique avec un indice de plasticité de 5%.

Les caractéristiques physiques de ce sable sont représentées sur le tableau 3.5. Les essais ont été réalisés pour deux densités relatives  $D_r = 10\%$  et  $80\%$  représentant l'état lâche et dense respectivement. Les photos prises du sol au microscope électronique à balayage (MEB) de ce sable sont représentées sur la figure 3.2.



**Figure 3.2:** Microphotographie du sable de Chlef (Belkhatir et al. 2010)

Les spécimens sont préparés en mélangeant le sable naturel de Chlef + fibres de filasse avec différentes tailles (12 mm et 20 mm) à des pourcentages variables (0, 0.3, 0.5 et 0.8%), afin de tester l'effet de ces ajouts sur le comportement mécanique du sable.

### 3.2.1.1 Analyse granulométrique

#### 3.2.1.1.1. Définition

L'essai granulométrique permet de déterminer les pourcentages des grains selon leurs diamètres, en tamisant un sol sec sur une cascade de tamis de diamètres connus. Pour la réalisation des ouvrages, le concepteur doit passer par l'étude du sol qui a un rôle important pour le dimensionnement surtout les fondations. Le sol doit subir à des essais in situ et des essais dans les laboratoires pour qu'on puisse connaître ses composantes, l'identifier et le classer.

Dans cet essai nous procédons à l'analyse granulométrique d'un échantillon dont les particules ont un diamètre  $D > 80 \mu\text{m}$ .

#### 3.2.1.1.2. But de l'essai

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer le poids des éléments d'un matériau, et les dimensions de leurs grains.

#### 3.2.1.1.3. Matériels utilisés

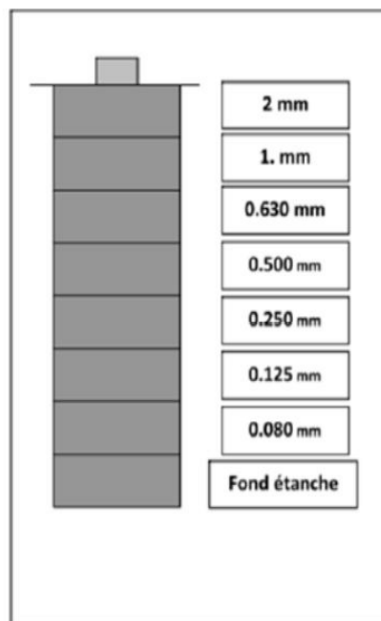
Le matériel utilisé est composé de (Figure 3.3):

- Une série de tamis,
- Une balance,
- Un appareil pour sécher le sable (étuve),
- Un sol de masse 500 grammes,
- Un couvercle pour fermer les tamis,
- Un fond de tamis,
- Une tamiseuse mécanique,



**Figure 3.3:** Matériels utilisés dans l'analyse granulométrique.

On utilise des tamis dont les ouvertures carrées de dimensions normalisées, sont réalisées soit à partir d'un maillage métallique, soit par perçage d'une tôle (Figure 3.4).



**Figure 3.4:** Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique.

Pour un travail aisé et aux résultats reproductibles, il est conseillé d'utiliser une machine à tamiser électrique qui travaille par un mouvement vibratoire horizontal, ainsi que des secousses verticales, à la colonne de tamis. Les dimensions les plus utilisées se suivent par une progression géométrique depuis le tamis 0.08 mm (80  $\mu\text{m}$ ) jusqu'au tamis 2 mm (Figure 3.4). Pour des ouvertures inférieures à 0.063 mm (63  $\mu\text{m}$ ), l'analyse granulométrique n'est pas adaptée et l'on peut procéder par l'analyse granulométrique par sédimentométrie.

L'analyse granulométrique consiste à classer en classe granulaire un échantillon d'essai, la sédimentation est la suite de cette analyse et a pour objet de déterminer la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol.

#### 3.2.1.1.4. Appareillage

Le tableau suivant présente les différents matériels utilisés dans l'analyse granulométrique.

**Tableau 3.1:** Matériels utilisées dans l'analyse granulométrique

Analyse granulométrique	Analyse par sédimentation
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Série des tamis</li> <li>- Echantillon du sable</li> <li>- Tamiseuse électrique</li> <li>- Balance électrique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eprouvettes d'essai</li> <li>- Eau distillée ou déminéralisée</li> <li>- Agitateur manuel</li> <li>- Densimètre</li> <li>- Thermomètre</li> <li>- Chronomètre</li> <li>- Une quantité d'Hexametaphosphate</li> <li>- Une quantité d'un échantillon «fines»</li> </ul>

#### 3.2.1.1.5. Préparation de l'échantillon

Il faut une quantité convenable pour que l'échantillon soit représentatif et que la durée d'essai soit acceptable. La masse utilisée est tel que:  $M \geq 0.2D$ , ou  $D$  est le plus grand diamètre de la particule en (mm), on prend pour cela une valeur de  $m$  égale à 500 grammes ( $200D \leq M \leq 600D$ ).

$$200 \times 2 \leq M \leq 600 \times 2 \Rightarrow 400g \leq M \leq 1200g$$

#### 3.2.1.1.6. Conduite de l'essai

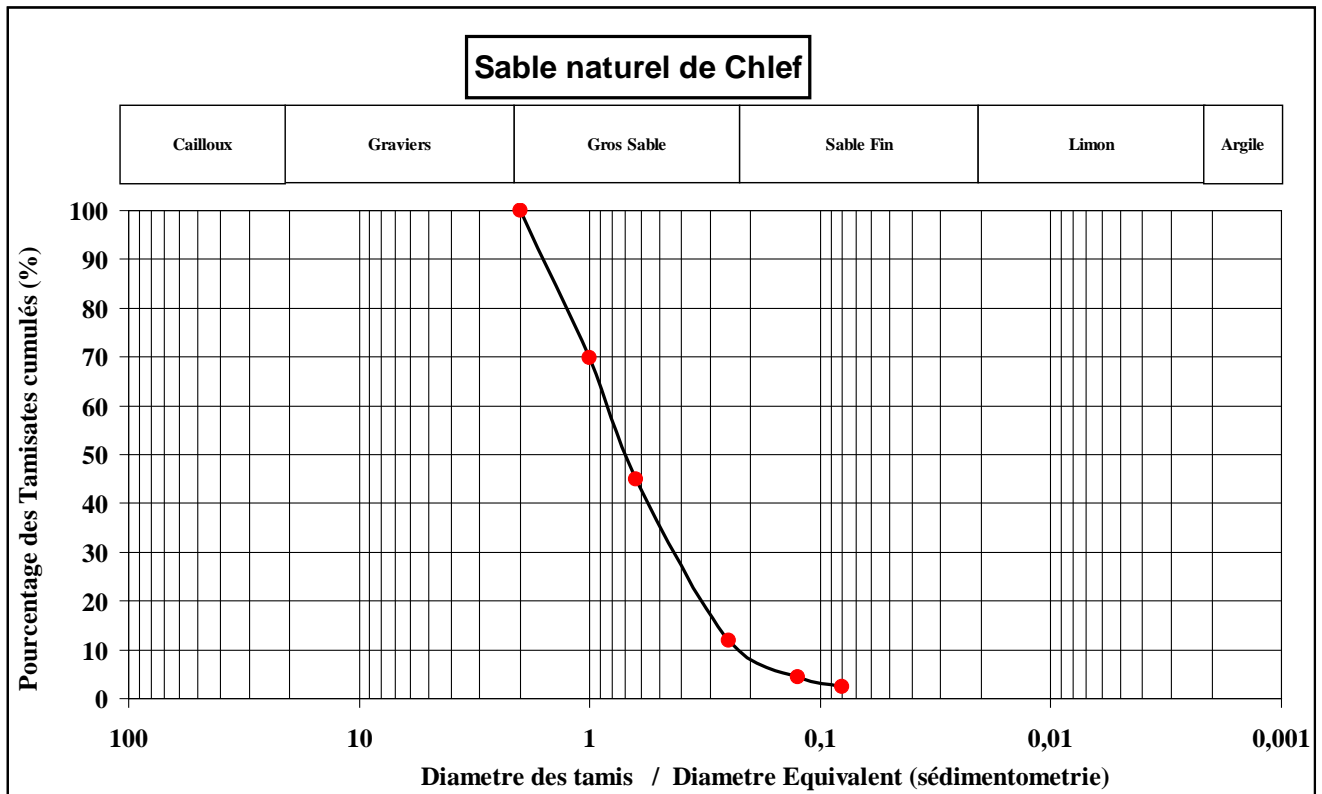
La masse de sable séchée est versée dans la série de tamis choisis de manière telle que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. Toute la colonne est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique, en fixant l'amplitude pendant une durée de 10 minutes minimum. On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de vibration de la tamiseuse. Les résultats des refus sont exprimés en pourcentage de la masse sèche de départ.

#### 3.2.1.1.7. Expression des résultats

Les résultats de l'essai d'analyse granulométrique sont représentés dans le tableau 3.2.

**Tableau 3.2:** Résultats des essais granulométriques

Tamis (mm)	Refus (g)	Tamisât (g)	Tamisât cumulé (%)
2	0	500	100
1	152	348	69.6
0.63	123	225	45.0
0.25	166	59	11.8
0.125	37	22	4.4
0.08	10	12	2.4
Reste	12		



**Figure 3.5:** Courbe granulométrique du sable naturel de Chlef.

$D_{60}$ : Diamètre pour lequel 60% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à  $D_{60}$ .

$D_{50}$ : Diamètre moyen ou diamètre pour lequel 50% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à  $D_{50}$ .

$D_{30}$ : Diamètre pour lequel 30% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à  $D_{30}$ .

$D_{10}$ : Diamètre efficace, ou diamètre pour lequel 10% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à  $D_{10}$ .

Le coefficient d'uniformité ou de Hazen exprimé par la relation suivante:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.1)$$

Si  $C_u > 2$ , La granulométrie du sol est non uniforme ou étalée.

Si  $C_u < 2$ , La granulométrie du sol est uniforme ou serrée.

Le coefficient de courbure est donné par la formule suivante:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60}) \times (D_{10})} \quad (3.2)$$

### Détermination de $D_{10}$ , $D_{30}$ et $D_{60}$

D'après la courbe granulométrique du sable naturel nous pouvons déterminer  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  et  $D_{60}$ .

**Tableau 3.3:** Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable naturel de Chlef.

Notation	Valeur en (mm)
$D_{10}$	0.23
$D_{30}$	0.46
$D_{50}$	0.70
$D_{60}$	0.85

Détermination du coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.85}{0.23} = 3.69 \quad (3.3)$$

$C_u = 3.69 > 2$ , La granulométrie du sable est étalée.

### Détermination du coefficient de courbure:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60}) \times (D_{10})} = \frac{(0.46)^2}{(0.85) \times (0.23)} = 1.08 \quad (3.4)$$

$C_c = 1.08 > 1$ , Le sable est bien gradué

### 3.2.1.2. Essai au pycnomètre

#### 3.2.1.2.1. But de l'essai

Le but de l'essai au pycnomètre est de déterminer le poids volumique de la matière constituant les grains solides d'un sol qui est désigné par ( $\gamma_s$ ) puisque on a plusieurs type de sols et chacun à une composante différente de l'autre en déterminant la valeur du poids spécifique on peut savoir de quelle matière sont formés ses grains

#### 3.2.1.2.2. Principe de l'essai

Cet essai utilise le principe de la poussée d'Archimède (Poids du liquide déplacé égale au poids du corps plongé dans le liquide). Donc on mesure le volume d'eau déplacé lors de l'introduction d'un certain poids de sol sec la connaissance du poids des grains solides et de leur volume, ce qui permet de calculer le poids volumique ( $\gamma_s$ ).

#### 3.2.1.2.3. Appareillage

L'appareillage suivant est utilisé dans cet essai (Figure 3.6):

- Un pycnomètre.
- Une balance de précision.
- Un flacon d'eau distillé.
- Un échantillon du sol sec.
- Un chauffage électrique.





Figure 3.6: Matériels utilisés dans l'exécution des essais au pycnomètre.

#### 3.2.1.2.4. Exécution des essais

Pour réaliser cet essai, on a commencé par mettre de l'eau distillée dans le pycnomètre et on pèse l'ensemble (pycnomètre + eau) et on note le poids ( $Q_1$ ). Puis on met une quantité de sol dans le pycnomètre qui était rempli d'eau et on pèse le tout (Pycnomètre + eau + sol) et on note le poids ( $Q_2$ ). On agite le contenu du pycnomètre ensuite on chauffe l'ensemble pour séparer les grains solides.

Après un certain temps on ajoute de l'eau distillée jusqu'au repère fixe et on pèse l'ensemble et on note le poids ( $Q_3$ ). Après ce pesage, on nettoie bien le pycnomètre et on le remplit avec de l'eau, jusqu'au repère fixe (choisit pour mesurer ( $Q_3$ )) et on pèse l'ensemble (eau + pycnomètre) le poids obtenu est ( $Q_4$ ) (Figure 3.7).

Le poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ ) est donné par:

$$\gamma_s = \frac{Q_s}{V_s} = \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_4 + (Q_2 - Q_1) - Q_3} \times \gamma_w \quad (3.5)$$

$$\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$$

Après calcul:  $\gamma_s = 2.67 \text{ g/cm}^3$



Étape N° 01



Étape N° 02



Étape N° 03



Étape N° 04

**Figure 3.7:** Exécution des essais au pycnomètre.

### 3.2.1.3. Détermination des indices des vides $e_{\max}$ et $e_{\min}$

#### 3.2.1.3.1. Indice des vides maximal $e_{\max}$

C'est l'indice des vides le plus grand possible, correspondant à la compacité naturelle la plus faible, obtenu par simple déversement sous faible hauteur.



**Figure 3.8:** Matériels utilisés dans l'exécution des essais de l'indice des vides maximal ( $e_{\max}$ )

#### 3.2.1.3.1.1. Exécution des essais

On met l'échantillon de sol dans le moule à l'aide d'un entonnoir à une vitesse très lente et hauteur de chute très petite (presque nulle), puis on pèse le moule avec l'échantillon soit  $M_t$  (Figure 3.9).

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d \min}} - 1 \quad (3.6)$$



**Figure 3.9:** Exécution des essais de l'indice des vides maximal ( $e_{\max}$ )

### 3.2.1.3.2. Indice des vides minimal $e_{\min}$

C'est l'indice des vides le plus faible, correspondant au plus grand serrage possible. Le moule est rempli en cinq couches avec une hauteur de chute la plus grande possible. Chaque couche est compactée par 25 coups en utilisant une petite dame. On pèse le moule avec l'échantillon, soit  $M_t$  (Figure 3.11).

$$e_{\min} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d\max}} - 1 \quad (3.7)$$

$e$ : est l'indice des vides du sol considéré est donné par:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (3.8)$$



Figure 3.10: Matériels utilisés dans l'exécution des essais de l'indice des vides minimal ( $e_{\min}$ )



Figure 3.11: Exécution des essais de l'indice des vides maximal ( $e_{\max}$ )

### 3.2.1.3.3. Indice de densité $I_D$ :

C'est le degré de compacité des sols sableux donné par:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.9)$$

### 3.2.1.3.4. Détermination de $e_{\min}$ et $e_{\max}$

- Le volume de moule;  $V_{\text{moule}} = 343.75 \text{ cm}^3$
- Le poids de moule vide;  $M_{\text{moule}} = 671.42 \text{ g}$

**Tableau 3.4:** Différentes valeurs de  $\gamma_s$ ,  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$

Nombre d'essais	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{\max}$	$e_{\min}$
1	2.67	0.94	0.53
2	2.66	0.93	0.51
3	2.68	0.93	0.52
<b>Moyenne</b>	<b>2.67</b>	<b>0.93</b>	<b>0.52</b>

Le tableau 3.5 résume les caractéristiques physiques déterminées à partir de ces essais.

**Tableau 3.5:** Caractéristiques physiques du sable étudié.

$e_{\max}$	$e_{\min}$	$\gamma_{d\min}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{d\max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$C_u$	$D_{50}$ (mm)	$D_{10}$ (mm)	Forme des grains
0.93	0.52	1.38	1.75	2.67	3.69	0.70	0.23	subarrondie

### 3.2.2. Fibres de filasse

Les fibres de filasse sont des fibres lingo-cellulosées naturelles et écologiques à haute résistance à la traction utilisée traditionnellement comme renfort pour les plaques de plâtre de gypse dans l'industrie du bâtiment. Cette fibre a fait l'objet de nombreuses recherches dans le domaine du renforcement de sol (Ghavami et al., 1999; Prabakar and Siridihar 2002; Mattone 2005). Les caractéristiques physiques et mécaniques des fibres sont présentées dans le tableau 2.



**Figure 3.12:** Vues des fibres de filasse utilisées

Tableau 3.6: Propriétés physiques et mécaniques des fibres de filasse

Type de fibre	Densité spécifique	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)
Chanvre	0.96	12-20	35	550	19

### 3.3. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilisé dans cette étude a trait à un appareillage très connus dans le domaine de la géotechnique. Nous évoquons ci-dessous l'appareil de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande disponible au niveau du laboratoire des travaux publics de l'ouest, unité de Tiaret.

#### 3.3.1. Essais à la boîte de cisaillement direct

##### 3.3.1.1. Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur des échantillons de sable placé dans une boîte de cisaillement, séparée dans un plan horizontal en deux parties égales. Ce plan de séparation constitue un plan de glissement dans lequel le cisaillement de l'échantillon est imposé (Figure 3.13). Pour un essai donné, l'échantillon est soumis à une charge verticale  $N$ , normale au plan de cisaillement, appliquée sur la partie supérieure de l'échantillon et maintenue constante pendant tout l'essai.

Après consolidation de l'échantillon sous cette charge, les deux demi boîtes sont entraînées à vitesse constante ( $V = 1 \text{ mm/min}$ ) dans un mouvement dans la direction de leur plan de séparation, avec un déplacement relatif  $\Delta L$ . L'effort horizontal  $T$  qu'il est nécessaire d'appliquer pour produire ce déplacement est mesuré en fonction de  $\Delta L$ .

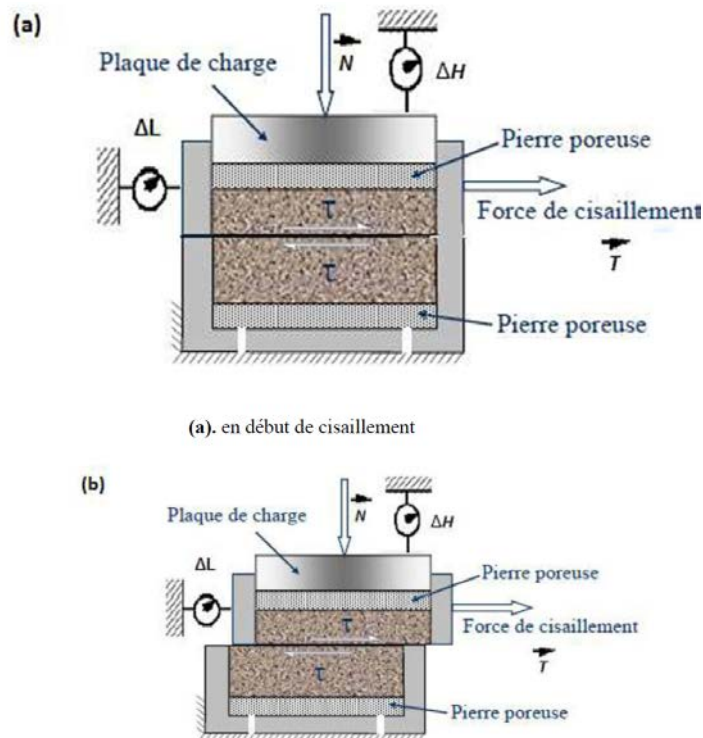


Figure 3.13: Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

(a) En début de cisaillement et (b) En cours de cisaillement.

La valeur de  $T$  correspondant à la rupture de l'échantillon permet, en répétant l'essai pour plusieurs valeurs de  $N$ , d'accéder aux paramètres de résistance au cisaillement du sol ( $C$  et  $\phi$ ). En effet, la

charge  $N$  rapportée à la section  $A$  de l'échantillon représente la contrainte normale moyenne sur le plan de rupture  $\tau$  (kPa), et l'effort de cisaillement  $T$  rapporté à la section  $A$  représente la contrainte de cisaillement moyenne  $t$  sur ce même plan  $\tau$  (kPa).

### 3.3.1.2. Objectif et exigences

L'essai de cisaillement direct permet de mesurer les résistances au cisaillement de pic et résiduelle en fonction de la contrainte normale au plan de cisaillement. Lorsqu'on détermine les caractéristiques de surface d'une discontinuité qui déterminent la résistance au cisaillement, il convient de réaliser une description précise de l'essai, comportant le type et la rugosité du joint, le type et l'épaisseur du matériau de remplissage, et la présence d'eau dans le joint.

Les éléments suivants doivent être spécifiés, en plus des exigences indiquées:

- L'orientation de l'éprouvette et ses dimensions;
- Les spécifications de la machine d'essai;
- La vitesse de déplacement de cisaillement pendant l'essai;
- Les valeurs de la contrainte normale à imposer pendant les essais de cisaillement direct.

### 3.3.1.3. Appareillage

Les essais ont été effectués au moyen de l'appareillage du laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil université des sciences et technologie d'Oran. La boîte de Casagrande, Le bâti de consolidation sur lequel on dépose la boîte surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge  $N$  (Figures 3.14 et 3.15).

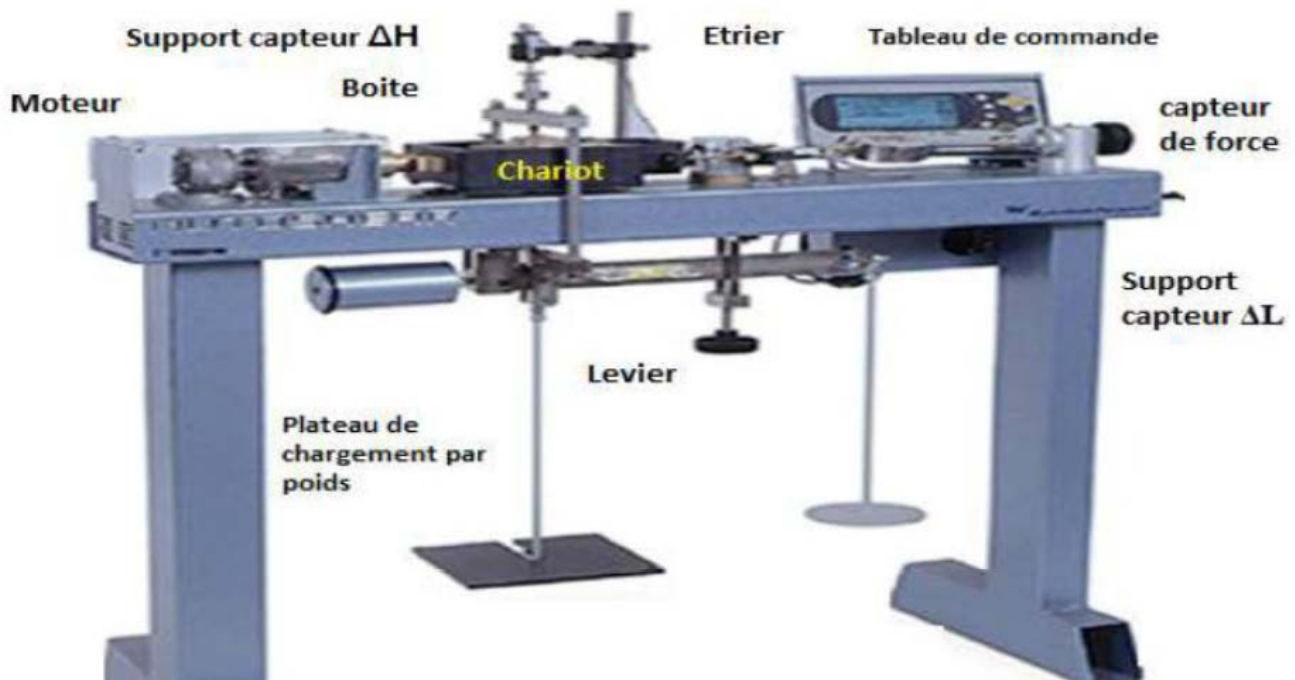
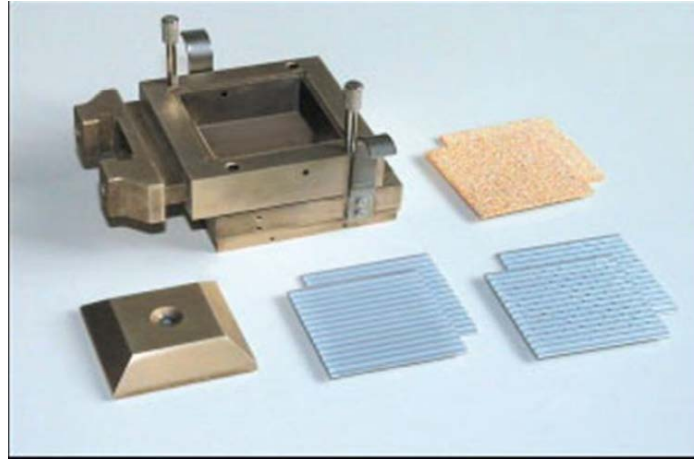


Figure 3.14: Bâti de cisaillement.



**Figure 3.15:** Boîte de cisaillement de Casagrande.

Le dispositif de cisaillement qui permet de cisailier le sol à vitesse constante, il est constitué de:

- Un anneau dynamométrique
- Un chariot sur lequel, on vient placer la boîte de Casagrande, le chariot est animé par un moteur d'un mouvement de translation à vitesse constante réglable.

### 3.3.1.4. Mise en place des échantillons

Les essais ont été effectués à deux différentes densités relatives. Le premier réalisé sur un sol lâche pour une densité relative de  $D_r = 10\%$  et le deuxième étant réalisé sur un sol dense pour  $D_r = 80\%$ . Les contraintes normales initiales appliquées au cours des essais sont respectivement: 50, 100 et 200 kPa. Les échantillons préparés à différents teneurs en fibre (0%, 0.3%, 0.5% et 0.8%), sont déposés dans la boîte de cisaillement à l'aide de la méthode de pluviation à sec. En vue de déterminer la quantité de matériau correspondant aux différents états du sol. On calcule ( $e$ ) en fonction de  $D_r$ ,  $e_{\min}$  et de  $e_{\max}$  sous la formule:

$$e = e_{\max} - D_r \cdot (e_{\max} - e_{\min}) \quad (3.10)$$

Aussi on a:

$$\gamma_d = \frac{W_{sol}}{V_{moule}} \Rightarrow W_{sol} = \gamma_d \cdot x V_{moule} \quad (3.11)$$

Avec:

$V_t$ : Volume de la boîte;  $V_t = 90 \text{ cm}^3$

$$W_{sol} = \frac{V_t \cdot x \gamma_s}{[1 + e_{\max} - D_r \cdot x (e_{\max} - e_{\min})]} \quad (3.12)$$

### 3.3.1.5. Sable renforcé par des fils de fibre de filasse

Une série d'essais de cisaillement direct a été menée pour étudier les paramètres qui influent sur le comportement au cisaillement des sables renforcés par des fibres de filasse réparties de façon aléatoire dans le sol. Le programme expérimental consiste à préparer des échantillons de sable sec non renforcés et renforcés par des fibres de filasse dont les teneurs en fibre varient de: 0%, 0.3%,



0.5% et 0.8%. Le mélange composite (sable + fibres de filasse) et sa mise en place dans la boîte se fait à l'aide d'une petite cuillère. La fraction en fibres ( $F_c$ ) ajoutée est définie en pourcentage de poids sec de sable est déterminée selon la relation:

$$F_c(\%) = \left( \frac{W_f}{W_s} \right) \times 100 \quad (3.13)$$

Où  $W_f$  et  $W_s$  sont respectivement le poids des fibres et du sable sec.

### **3.4. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons présenté les caractéristiques physiques du sable naturel d'Oued Chlef obtenus par les essais d'identification et classification des sols et les caractéristiques des ajouts synthétiques utilisés dans le renforcement du sol, ainsi que l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement mécanique du sable.

Dans le chapitre suivant, des essais de cisaillement du sol non amélioré et amélioré avec différentes teneurs en fibres de filasse et deux tailles (12mm et 20mm) seront effectués afin d'étudier le comportement du sol, en mettant l'accent sur l'influence des fibres de filasse en variant leur taille, sur la résistance des sols à l'aide des essais effectués à la boîte de cisaillement.

## *Chapitre 4:*

### *Résultats des essais de cisaillements et discussions*

## Chapitre 4: Résultats des essais de cisaillement et discussions

### 4.1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur un mélange de sable et fibres de filasse. Les essais ont été réalisés sur la boîte de Casagrande de section carrée  $6.0 \times 6.0 \text{ cm}^2$  dont les détails sont mentionnés dans le chapitre 3 (dispositif expérimental).

Les essais ont été effectués à deux états de densités relatives. Le premier réalisé sur un sol lâche pour une densité relative de  $D_r = 10\%$  et le deuxième étant réalisé sur un sol dense pour  $D_r = 80\%$ . L'objectif de cette étude étant de tester l'influence de la teneur en fibres ( $F_c = 0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$ ) et leurs tailles (12 mm et 20 mm) sur le comportement mécanique des sols (mélanges sable - fibres) en terme de résistance au cisaillement et déplacement vertical, ainsi que sur les caractéristiques mécaniques faisant varier les contraintes normales  $\sigma_n = 50, 100$  et  $200 \text{ kPa}$ .

### 4.2. Présentation et discussion des résultats

Nous présentons dans ce paragraphe les différents graphes obtenus des séries d'essais réalisées, comportant l'évolution des contraintes de cisaillement en fonction de déplacement horizontal et le déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal pour différentes teneur en fibres (0, 0.3, 0.5 et 0.8%) et différentes longueurs des ces fibres (12 mm et 20 mm).

#### 4.2.1. Échantillons lâches ( $D_r = 10\%$ ) (12 mm)

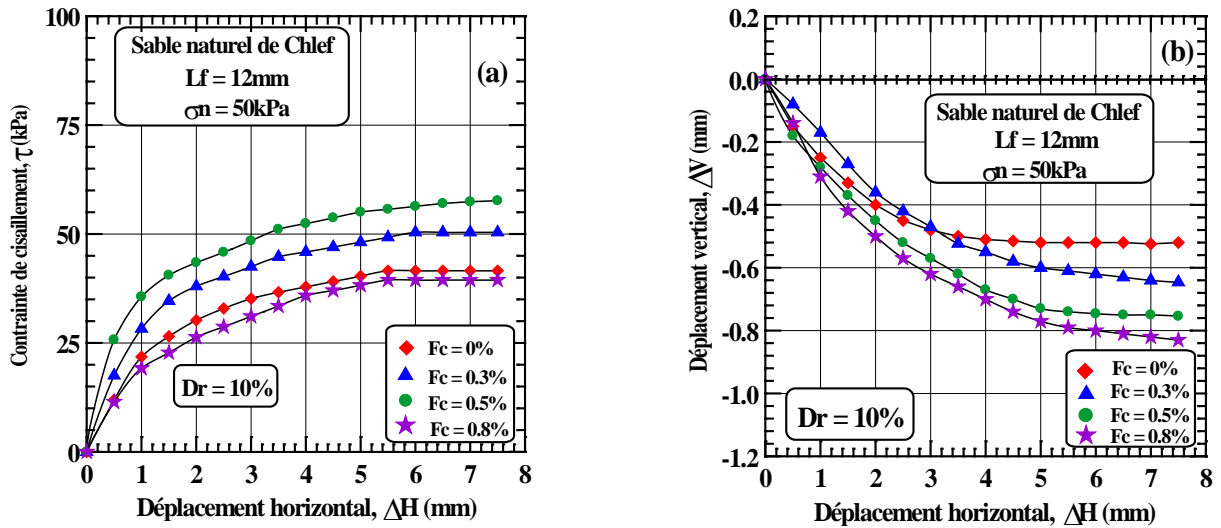
##### 4.2.1.1 Essais à une contrainte de $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$

La figure 4.1a montre l'évolution de la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) de la série d'essais réalisée sur des échantillons non renforcés et renforcés par différents pourcentages de fibres de filasse (sable + 0% de fibres, sable + 0.3% de fibres, sable + 0.5% de fibres, sable + 0.8% de fibres) ayant la longueur de 12 mm, sous une contrainte normale  $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ , les échantillons ayant été préparés à une densité relative de  $D_r = 10\%$  (état lâche) avec la méthode de dépôt à sec. On constate d'après cette figure, une nette amélioration de la résistance avec l'augmentation de la teneur en fibres de 0% à 0.5%, suivie d'une baisse pour le mélange de 0.8%.

Ainsi les valeurs de la résistance au cisaillement maximale obtenues pour des échantillons non renforcés, renforcés par différents pourcentages de fibres de filasse variant entre 0, 0.3, 0.5 et 0.8% sont de l'ordre de ( $\tau_{\max} = 41.58, 50.39, 57.66$  et  $39.44 \text{ kPa}$ ), respectivement (Figure 4.1a).

Les courbes de la variation du déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) sont présentées dans la figure 4.1b.

On remarque d'après cette figure une amplification de la contractance avec l'augmentation de la teneur en fibres.



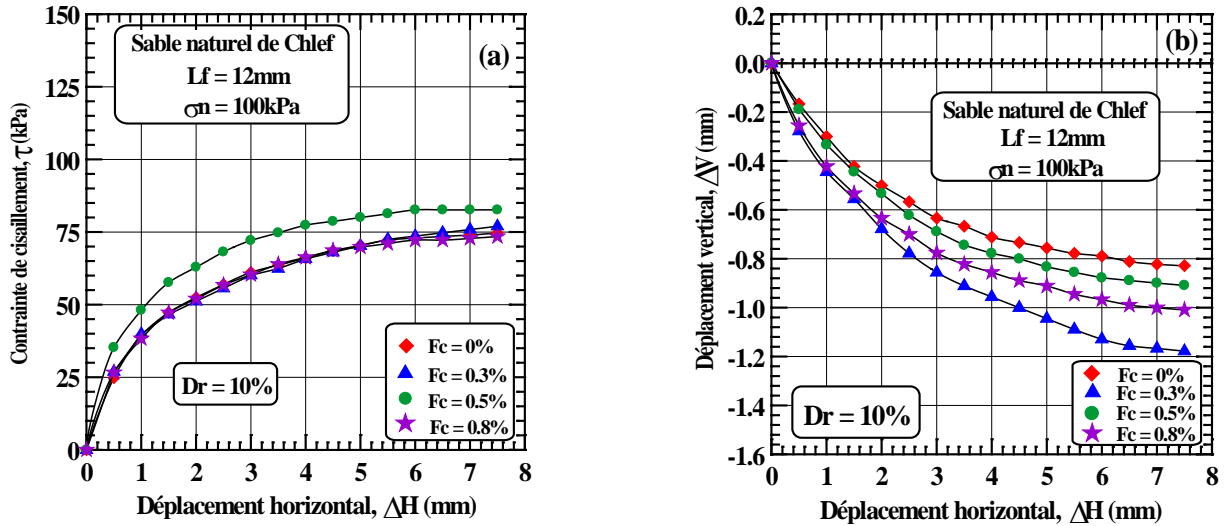
**Figure 4.1:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 12 \text{ mm}$ ):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

#### 4.2.1.2 Essais à une contrainte de $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$

La figure 4.2a illustre les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande réalisés sur le sable naturel de Chlef à l'état lâche ( $D_r = 10\%$ ) renforcé et non renforcé par des fibres de filasse et soumis à une contrainte normale  $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$ . Il peut être constaté d'après la figure 4.2a que la résistance au cisaillement augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la teneur en fibre jusqu'à un seuil de 0.5%, suivie d'une baisse importante pour le mélange de 0.8% de fibres.

Aussi, les valeurs maximales de la résistance au cisaillement ont enregistré une nette augmentation passant de  $\tau_{\max} = 74.7 \text{ kPa}$  pour un sol non renforcés à  $\tau_{\max} = 77 \text{ kPa}$  et  $82.64 \text{ kPa}$  pour les échantillons renforcés avec 0.3% de fibres et 0.5% de fibres respectivement, suivie d'une baisse importante pour le mélange de 0.8% ( $\tau_{\max} = 73.44 \text{ kPa}$ ) (Figure 4.2a).

La figure 4.2b montre l'évolution du déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ), on note ici que la présence des fibres de filasse de 0.5% dans le mélange induit à une diminution de la phase de contractance par rapport au sable renforcé avec 0.3% et 0.8% de fibres filasse où la contractance est plus importante.

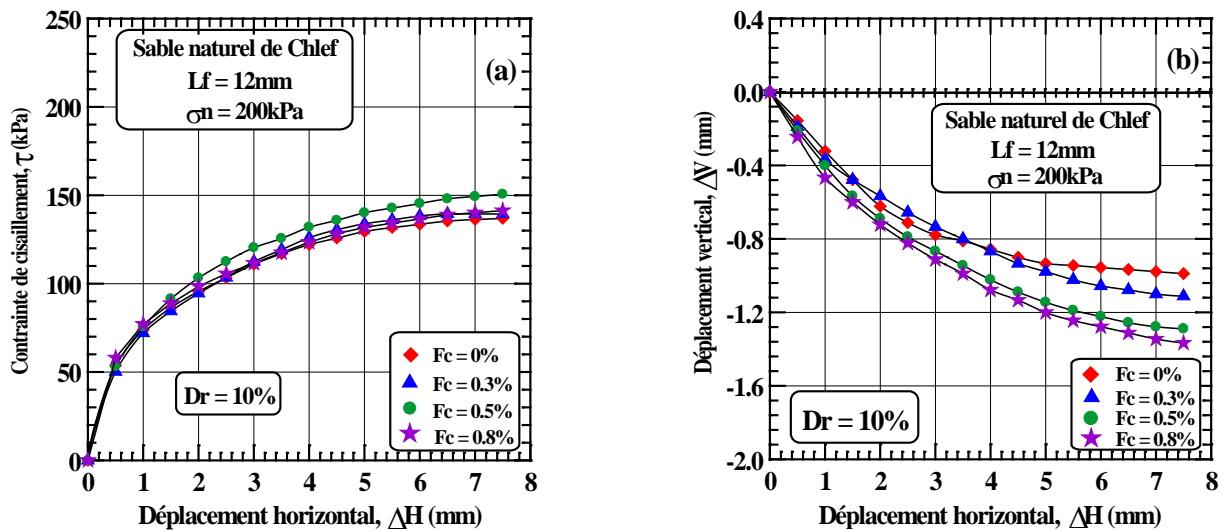


**Figure 4.2:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 12 \text{ mm}$ ):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

#### 4.2.1.3 Essais à une contrainte de $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$

La figure 4.3a et 4.3b montrent la variation de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et le déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour des échantillons préparés à l'état lâche et soumis à une contrainte normale  $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$ ; non renforcés et renforcés par des pourcentages des fibres variant de 0.3, 0.5 et 0.8% à la taille de 12 mm.

Il en ressort de la figure 4.3a que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à un seuil de 0.5% ( $\tau_{\max} = 136.92, 139.5$  et  $150.66 \text{ kPa}$ ) pour 0%, 0.3% et 0.5% de fibres respectivement, suivie d'une diminution pour le mélange de 0.8% ( $\tau_{\max} = 141.36 \text{ kPa}$ ). Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale. Aussi on note une augmentation de la phase de contractance d'une manière significative pour les mélanges de 0.3, 0.5 et 0.8% de fibres (Figure 4.3b).



**Figure 4.3:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 12 \text{ mm}$ ):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

Donc, on peut constater pour la série des essais sur les échantillons à l'état lâche, une augmentation de la résistance jusqu'à un pourcentage de 0.5% suivie d'une diminution de cette résistance au delà de ce pourcentage appelé pour l'occasion seuil optimal de fibres de filasse pour les différents échantillons conçus à l'état lâche, ce seuil a été localisée à 0.5% (optimum de résistance au cisaillement).

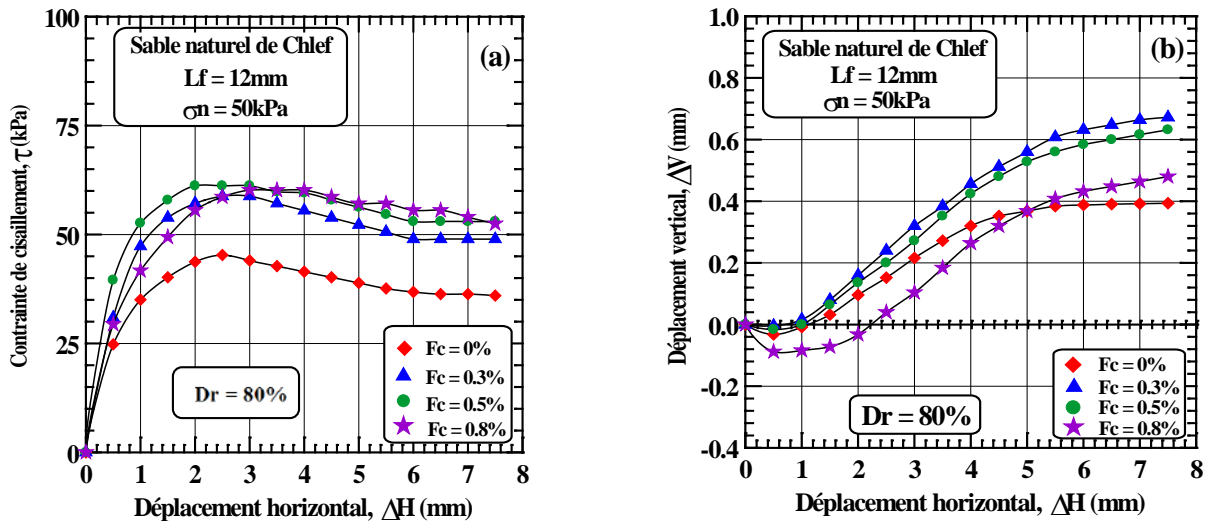
#### 4.2.2. Echantillons denses ( $D_r = 80\%$ ) ( $L_f = 12\text{ mm}$ )

##### 4.2.2.1 Essais à une contrainte de $\sigma_n = 50\text{ kPa}$

les résultats des essais de cisaillement direct réalisés sur un sol non renforcé et renforcé par des pourcentages de fibres variant de 0, 0.3, 0.5 et 0.8% sont reportés dans la figure 4.4a et 4.4b. Les échantillons secs étant préparés avec une densité relative de 80% (état dense) et une contrainte normale de 50 kPa. On note dans la figure 4.4a une augmentation de la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) d'une manière significative ( $\tau_{\max} = 45.30, 58.8$  et  $61.19\text{ kPa}$  pour des teneurs de 0, 0.3 et 0.5% respectivement), l'apparition d'un pic suivi par une légère diminution de la résistance jusqu'à la fin de cisaillement pour le mélange de 0.8% de fibres ( $\tau_{\max} = 60.19\text{ kPa}$ ).

On peut observer aussi que le déplacement vertical ( $\Delta V$ ) suit d'abord un comportement contractant jusqu'à un déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) de 1.5%, suivit d'un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai. Tandis que le sol renforcé présente un comportement plutôt dilatant.

La dilatance de l'échantillon augmente significativement avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à un seuil de 0.5% suivie d'une diminution de la dilatance pour le mélange de 0.8% de fibres (Figure 4.4b).



**Figure 4.4:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 50\text{ kPa}$ ,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 12\text{ mm}$ ):

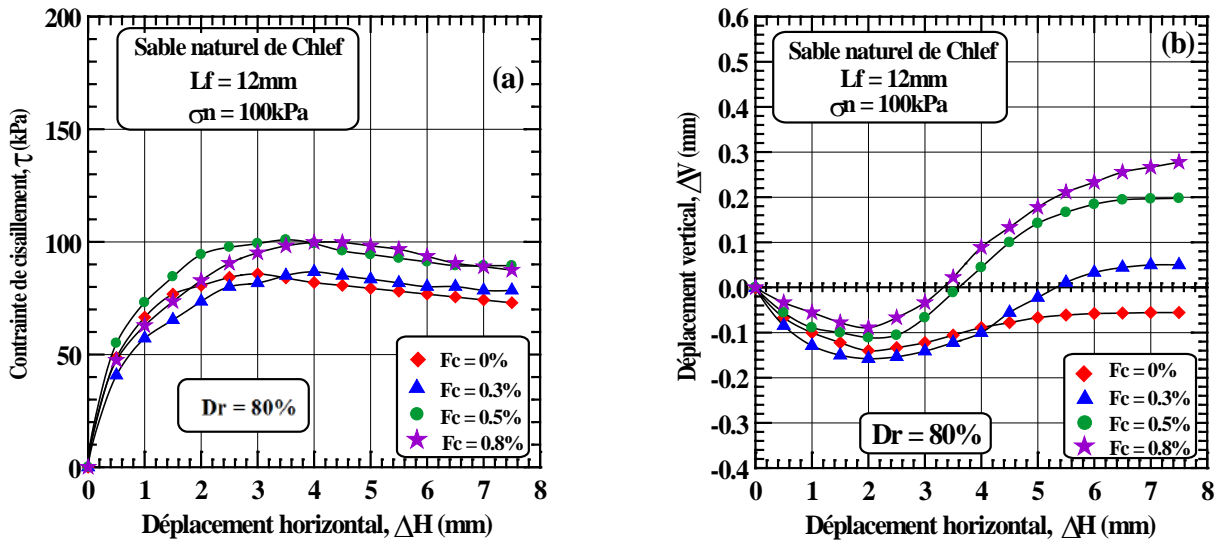
- (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,
- (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

##### 4.2.2.2. Essais à une contrainte $\sigma_n = 100\text{ kPa}$

La figure 4.5a montre l'évolution de la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) des mélanges sable - fibres de filasse (0, 0.3, 0.5 et 0.8%) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour les essais dense ( $D_r = 80\%$ ) cisailés sous une contrainte normale de 100 kPa. On constate une nette amélioration de la

résistance pour les échantillons passant de 0% de fibres à 0.5% de fibres ( $\tau_{\max} = 85.8, 86.72$  et  $100.94$  kPa respectivement), suivie d'une baisse pour le mélange de 0.8% ( $\tau_{\max} = 99.8$  kPa).

La figure 4.5b montre l'évolution du déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour les essais denses ( $D_r = 80\%$ ) cisailés sous une contrainte normale de 100 kPa. On peut observer dans cette figure, que le déplacement vertical suit d'abord un comportement contractant jusqu'à un déplacement horizontal de 1.5%, suivi d'un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai; tandis que le sol renforcé présente un comportement plutôt dilatant. La dilatance de l'échantillon augmente significativement avec l'augmentation de la teneur en fibres (Figure 4.5b).



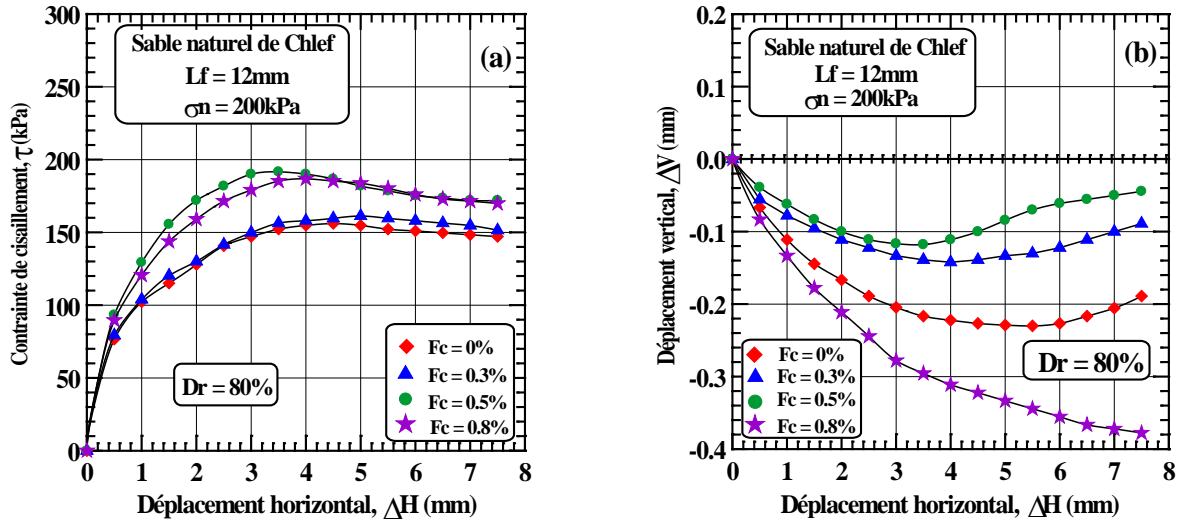
**Figure 4.5:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 100$  kPa,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 12$  mm):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

#### 4.2.2.3 Essais à une contrainte $\sigma_n = 200$ kPa

La figure 4.6a et 4.6b illustrent les variations de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et le déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour des échantillons préparés à l'état dense et soumis à une contrainte normale  $\sigma_n = 200$  kPa; non renforcés et renforcés par des pourcentages de fibres variant de (0.3, 0.5 et 0.8%) avec une taille de 12 mm.

Il en ressort de la figure 4.6a que la résistance au cisaillement maximale augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à un seuil de 0.5% ( $\tau_{\max} = 156.10, 161.30$  et  $191.66$  kPa respectivement), suivie d'une diminution pour le mélange de 0.8% de fibres ( $\tau_{\max} = 186.85$  kPa).

On peut observer aussi que le déplacement vertical suit d'abord un comportement contractant jusqu'à un déplacement horizontal de 2.5%, suivit d'un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai (Figure 4.6b).



**Figure 4.6:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 12 \text{ mm}$ ):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

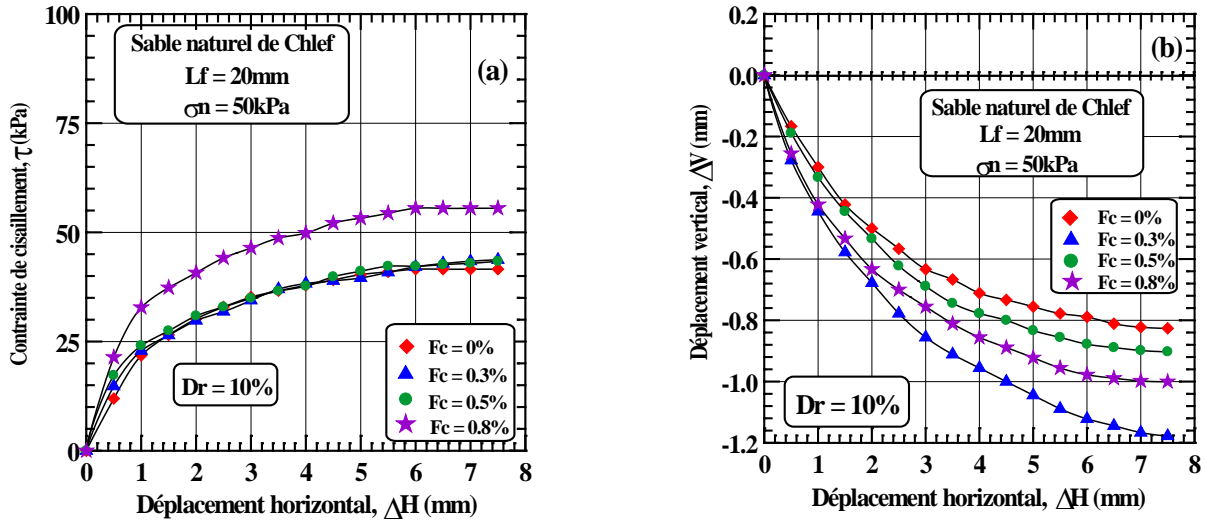
Donc, on peut constater d'après ces résultats que pour la série des essais sur échantillons à l'état dense, une augmentation de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un pourcentage de 0.5% de fibres de filasse, ce pourcentage appelé pour l'occasion seuil optimal de fibres de filasse (résistance au cisaillement supérieurs au niveau de ce seuil).

#### 4.2.3. Echantillons lâches ( $D_r = 10\%$ ) ( $L_f = 20 \text{ mm}$ )

##### 4.2.3.1 Essais à une contrainte $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$

Les résultats des essais portés dans la figure 4.7a et 4.7b représentent les variations de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et le déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour des échantillons renforcés et non renforcés, préparés à l'état lâche et soumis à une contrainte normale  $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ . On remarque une variation négligeable entre 0% et 0.5% de fibres ( $\tau_{\max} = 41.58, 43.72, 43.39 \text{ kPa}$ ) respectivement, suivie d'une augmentation de la résistance jusqu'à la fin de l'essai ( $\tau_{\max} = 55.53 \text{ kPa}$ ) pour 0.8% de fibres de filasse. Aussi on note une augmentation de la phase de contractance d'une manière significative pour les mélanges de 0.3% de fibres, 0.5% de fibres et 0.8% de fibres, avec une amplification de cette tendance pour le dernier mélange (Figure 4.7b).



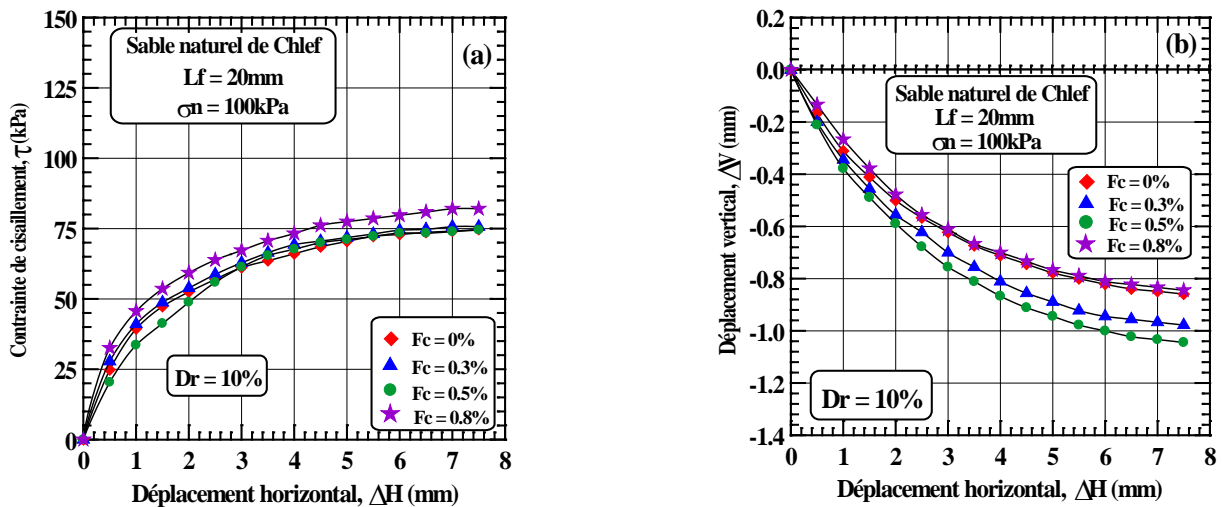


**Figure 4.7:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 20 \text{ mm}$ ):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

#### 4.2.3.2 Essais à une contrainte $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$

Les résultats de la variation de la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) des essais effectués sur des échantillons non renforcés et renforcés par différents pourcentages de fibres de filasse (sable + 0.3% de fibres, sable + 0.5% de fibres, sable + 0.8% de fibres) de la taille de 20 mm sous une contrainte normale  $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$  et une densité relative lâche:  $D_r = 10\%$ , sont présentés dans la figure 4.8a. Nous pouvons constater sur cette figure, que pour les deux premières teneurs (0% et 0.3%) la contrainte de cisaillement présente une valeur maximale de ( $\tau_{\max} = 74.72, 75.69 \text{ kPa}$  respectivement), puis elle diminue légèrement pour le mélange de 0.5% de fibres ( $\tau_{\max} = 74.51 \text{ kPa}$ ) puis elle réaugmente continuellement jusqu'à la fin de l'essai ( $\tau_{\max} = 82.03 \text{ kPa}$ ) pour 0.8% de fibres de filasse.

La figure 4.8b montre l'évolution du déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour les essais lâche ( $D_r = 10\%$ ) cisailés sous une contrainte normale de 100 kPa. On remarque que la contractance s'amplifie avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à un seuil de 0.5% puis elle diminue pour une teneur en fibres de 0.8%.



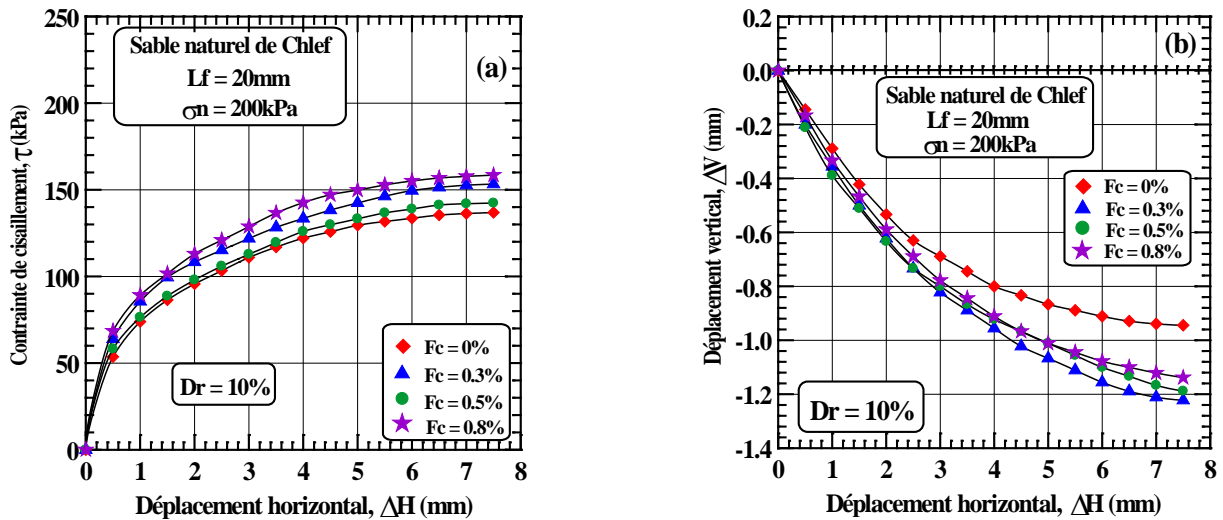
**Figure 4.8:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 20 \text{ mm}$ ):

- (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

#### 4.2.3.3 Essais à une contrainte $\sigma_n = 200$ kPa

La figure 4.9a montre les variations de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ), tandis que la figure 4.9b montre l'évolution du déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour les mélanges lâche sable et  $F_f$  variant entre 0, 0.3, 0.5 et 0.8% de fibres de filasse soumis à une contrainte normale  $\sigma_n = 200$  kPa pour des échantillons à l'état lâche. On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons avec des teneurs passants de 0% de fibres à 0.3% de fibres ( $\tau_{max} = 136.92$  et  $153.28$  kPa respectivement), suivie d'une baisse continue pour le mélange de 0.5% de fibres ( $\tau_{max} = 142.36$  kPa), enfin une réaugmentation pour le mélange de 0.8% de fibres ( $\tau_{max} = 158.50$  kPa). Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation du confinement.

On peut constater aussi que la contractance augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à un seuil de 0.5% puis elle diminue pour une teneur de 0.8% de fibres de filasse.



**Figure 4.9:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 200$  kPa,  $D_r = 10\%$ ,  $L_f = 20$  mm):

- (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

Donc, on peut constater pour la série des essais sur échantillons à l'état lâche, une augmentation de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un pourcentage de 0.8% de fibres de filasse ce pourcentage appelé pour l'occasion seuil optimal de fibres de verre (résistance au cisaillement supérieure au niveau de ce seuil).

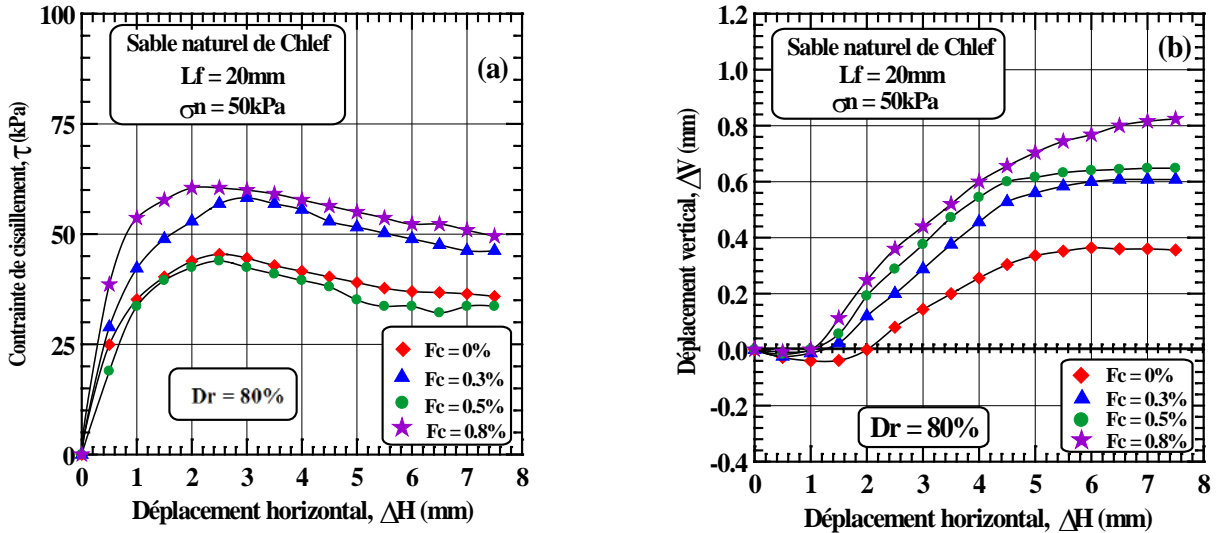
#### 4.2.4. Echantillons denses ( $D_r = 80\%$ ) (20 mm)

##### 4.2.4.1 Essais à une contrainte $\sigma_n = 50$ kPa

Dans le but d'étudier l'effet des fibres de filasse contenues dans le sol sur le comportement de celui-ci, il a été réalisé une série d'essais de cisaillement pour des mélanges sable - fibres de filasse avec différentes teneurs en fibres de filasse (0, 0.3, 0.5 et 0.8%) avec un état de densité  $D_r = 80\%$  pour la taille de 20 mm. Les essais ont été effectués sous une contrainte normale de 50 kPa. Les résultats des essais effectués sont représentés dans la figure 4.10a et 5.10b. On constate d'après la figure

4.10a, une nette amélioration de la résistance pour les échantillons ayant 0%, 0.5% et 0.8% de fibres ( $\tau_{\max} = 45.44, 58.25$  et  $60.50$  kPa respectivement), tandis que l'échantillon renforcé par 0.3% de fibres montre une diminution de la résistance ( $\tau_{\max} = 43.92$  kPa).

Dans la figure 4.10b, on note que le déplacement vertical suit d'abord un comportement contractant jusqu'à un déplacement horizontal de 1%, puis un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai; tandis que le sol renforcé présente un comportement plutôt dilatant. La dilatance de l'échantillon augmente significativement avec l'augmentation de la teneur en fibres (Figure 4.10b).

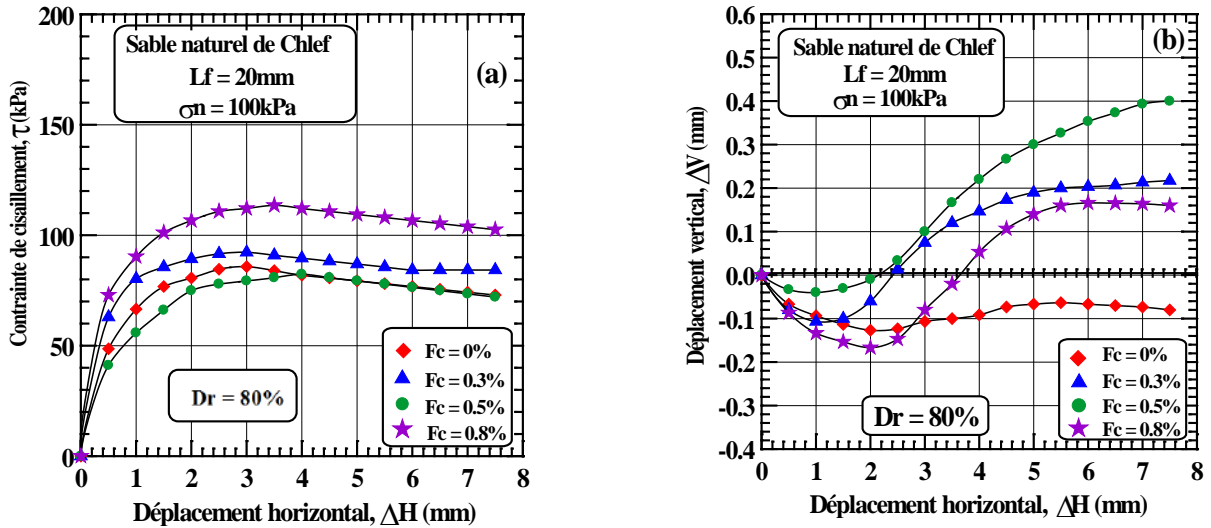


**Figure 4.10:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 50$  kPa,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 20$  mm):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

#### 4.2.4.2 Essais à une contrainte $\sigma_n = 100$ kPa

La figure 4.11a et 4.11b indiquent la variation de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et le déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ), pour des échantillons préparés à différentes teneurs en fibres de filasse (0, 0.3, 0.5 et 0.8%) et soumis à une contrainte normale  $\sigma_n = 100$  kPa. On constate d'après la figure 4.11a, une nette amélioration de la résistance pour les échantillons possédant 0%, 0.5%, 0.8% de fibres ( $\tau_{\max} = 85.78, 92.28$  et  $113.53$  kPa respectivement), tandis que l'échantillon renforcée par 0.3% de fibres montre une diminution de la résistance ( $\tau_{\max} = 82.31$  kPa).

Dans la figure 4.11b, on note que le déplacement vertical suit d'abord un comportement contractant, suivi d'un comportement dilatant; sachant que le sol renforcé présente un comportement plutôt dilatant. La dilatance de l'échantillon augmente significativement avec l'augmentation de la teneur en fibres (Figure 4.11b).



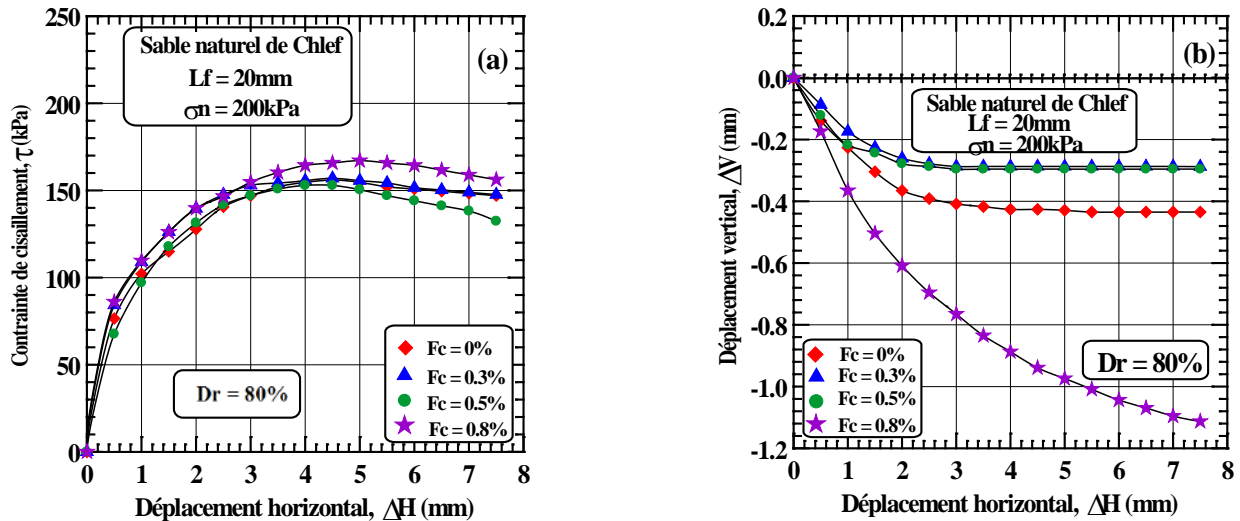
**Figure 4.11:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 100\text{ kPa}$ ,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 20\text{ mm}$ ):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

#### 4.2.4.3. Essais à une contrainte $\sigma_n = 200\text{ kPa}$

Dans la figure 4.12a, sont représentés les résultats des essais montrant la variation des la contraintes de cisaillement ( $\tau$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour les mélanges denses de sable + fibres variant entre 0, 0.3, 0.5 et 0.8% de fibres de filasse soumis à une contrainte normale  $\sigma_n = 200\text{ kPa}$ . D'après ces résultats, On constate, une nette amélioration de la résistance pour les mélanges de 0%, 0.5%, 0.8% de fibres ( $\tau_{\max} = 156.10, 156.97$  et  $167.17\text{ kPa}$  respectivement), tandis que l'échantillon renforcée par 0.3% de fibres montre une diminution de la résistance ( $\tau_{\max} = 152.94\text{ kPa}$ ).

La figure 4.12b montre l'évolution du déplacement vertical ( $\Delta V$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $\Delta H$ ) pour les mélanges de sable dense + fibres variant entre 0, 0.3, 0.5 et 0.8% de fibres de filasse soumis à une contrainte normale  $\sigma_n = 200\text{ kPa}$ . On constate une augmentation de la phase de contractance avec l'augmentation de la teneur en fibres.

Donc, on peut constater pour la série des essais sur échantillons à l'état dense, une augmentation de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un pourcentage de 0.8% de fibres de filasse ce pourcentage appelé pour l'occasion seuil optimal de fibres de filasse (résistance au cisaillement supérieurs au niveau de ce seuil).



**Figure 4.12:** Effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé ( $\sigma_n = 200\text{ kPa}$ ,  $D_r = 80\%$ ,  $L_f = 20\text{ mm}$ ):  
 (a) Contrainte de cisaillement - déplacement horizontal,  
 (b) Déplacement vertical - déplacement horizontal.

Les résultats trouvés dans ce travail de recherche sont conformes à ceux des chercheurs Benessalah et al. (2015), Khebizi et al. (2019), Choobbasti et al. (2019) et Aouali et al. (2019).

### 4.3. Conclusion

Une série d'essais de cisaillement a été effectuée au laboratoire pour étudier l'effet de l'ajout de fibres de filasse de différentes tailles (12 mm et 20 mm) et à différentes teneurs (0, 0.3, 0.5 et 0.8%) sur le comportement mécanique d'un sol granulaire. A partir des résultats obtenus durant cette étude, les conclusions suivantes peuvent être dégagées:

- La résistance des échantillons préparés à un état de densité lâche ( $D_r = 10\%$ ) est relativement faible par rapport aux échantillons préparés à un état de densité dense ( $D_r = 80\%$ );
- L'accroissement de la contrainte normale appliquée conduit à une amélioration du comportement des échantillons de sol (résistance);
- L'ajout de fibres de filasse en pourcentage améliore la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un certain seuil avec prise en compte de l'état de densité, ce seuil est en général de 0.5% pour les deux états de densité lâche et dense (12 mm);
- L'ajout de fibres de filasse en pourcentage améliore la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un certain seuil avec prise en compte de l'état de densité, ce seuil est en général de 0.5% pour les deux états de densité lâche et dense (20 mm).
- En général, l'ajout de fibres de filasse amplifie la contractance des échantillons lâches, et cela est dû au caractère compressible des fibres et à la présence des fines au sein du sable, le sol étant à l'état naturel.

Dans le prochain suivant, on va présenter une étude paramétrique sur l'effet de l'ajout de fibres de filasse sur le comportement et les caractéristiques mécanique du sol, sur la base d'une série d'essais effectuée à la boîte de cisaillement sur le sable de Chlef naturel.

*Chapitre 5:*

*Etude paramétrique*

## Chapitre 5: Etude paramétrique

### 5.1. Introduction

Dans la suite du chapitre 5, on présente dans cette partie une interprétation détaillée d'une étude paramétrique de l'effet des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef naturel avec analyse et discussion de l'ensemble des résultats des essais réalisés.

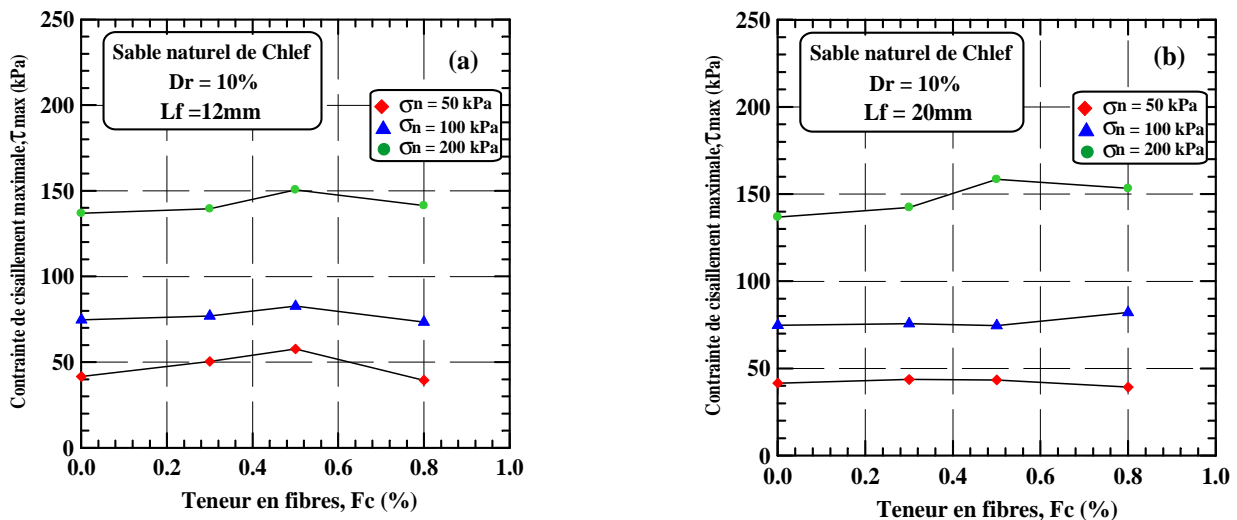
Les échantillons sont préparés en mélangeant le sable de Chlef avec les fibres de filasse à différents pourcentages (sable avec 0%, sable avec 0.3%, sable avec 0.5%, sable avec 0.8% de fibres). Les essais ont été effectués à deux densités relatives: Etat lâche ( $D_r = 10\%$ ) et état dense ( $D_r = 80\%$ ). Les contraintes normales appliquées au cours des essais sont:  $\sigma_n = 50, 100$  et  $200$  kPa.

Dans la résolution des problèmes de stabilité en mécanique des sols, il est nécessaire de connaître les paramètres de résistance au cisaillement du sol tels que l'angle de frottement ( $\phi$ ) et la cohésion ( $C$ ).

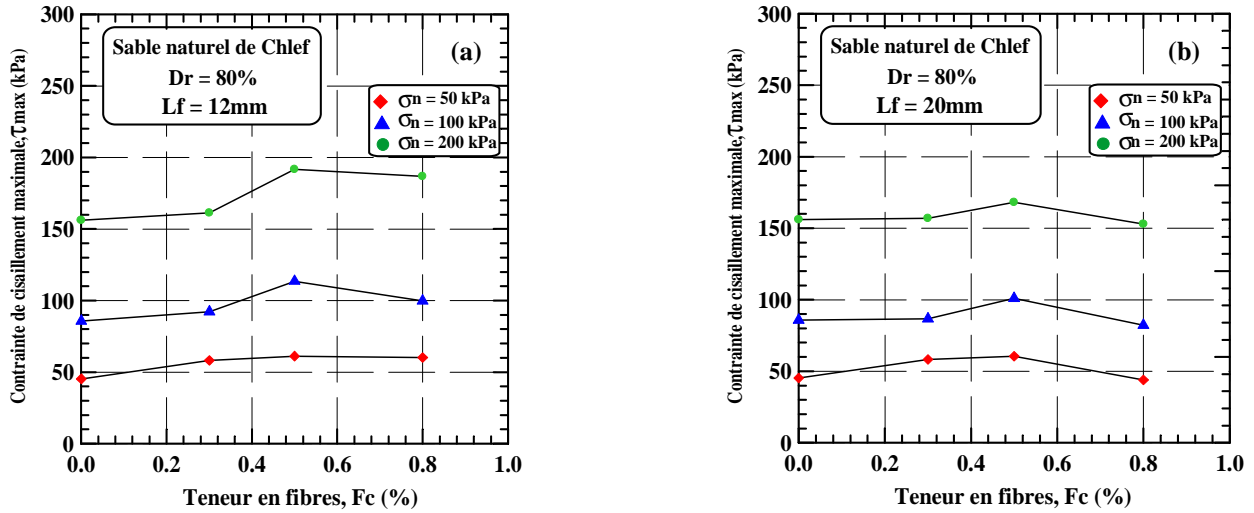
### 5.2. Effet de la teneur en fibres

Dans cette étude, l'effet de la teneur en fibres a été évalué en testant des échantillons renforcés avec des fibres de filasse à des teneurs variables (0, 0.3, 0.5 et 0.8%) et de longueur de 12 mm et 20 mm, sur l'amélioration de la résistance au cisaillement maximal pour des contraintes normales appliquées de 50, 100 et 200 kPa et à des densités relatives de 10% et 80%.

La figure 5.1a, 5.1b, 5.2a et 5.2b montrent l'évolution de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la teneur en fibres pour les états lâche et dense, à différentes contraintes normales. On peut remarquer à partir de ces figures une augmentation de la résistance au cisaillement jusqu'à un pourcentage de 0.3% et 0.5% de fibres (selon la longueur des fibres et la contrainte normale appliquée) suivie d'une diminution ou d'une stabilisation de cette résistance pour les deux états de densité ( $D_r = 10\%$  et  $80\%$ ) et les deux tailles de fibres ( $L_f = 12$  mm et  $20$  mm).



**Figure 5.1:** Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement maximale du sable de Chlef avec des fibres de taille ( $L_f = 12$  mm):  
(a) Etat lâche, (b) Etat dense.

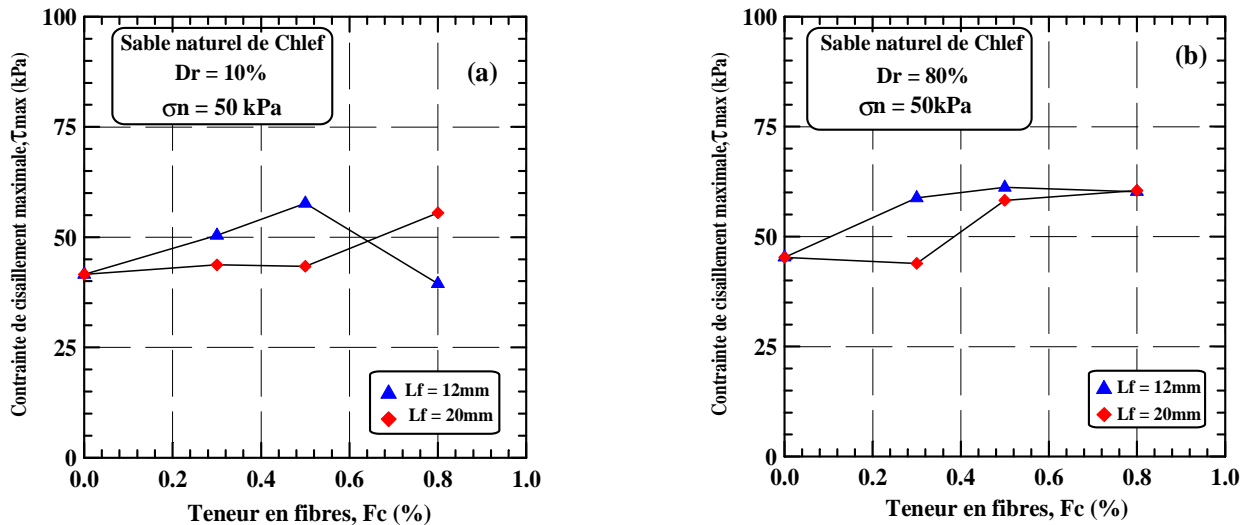


**Figure 5.2:** Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement maximale du sable de Chlef avec des fibres de taille ( $L_f = 20$  mm):  
(a) Etat lâche, (b) Etat dense.

### 5.3. Effet de la longueur des fibres

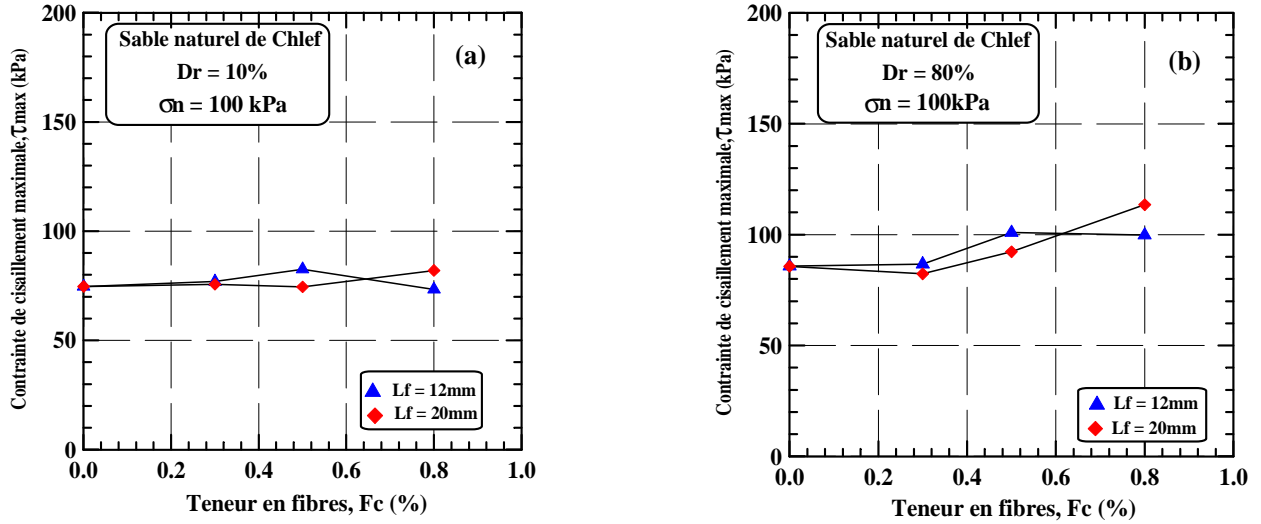
L'effet de la longueur des fibres de filasse sur le comportement du sable de Chlef a été évalué en testant des échantillons renforcés avec une teneur en fibres de 0, 0.3, 0.5 et 0.8% et d'une longueur de fibre de 12 mm et 20 mm soumis à une contrainte normale de 50, 100 et 200 kPa et reconstitués avec deux densités relatives ( $D_r = 10\%$  et  $D_r = 80\%$ ).

La figure 5.3, 5.4 et 5.5 montrent la variation de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la longueur des fibres de filasse pour des échantillons de sable de Chlef non renforcés et renforcés à l'état lâche et dense. On peut observer de la figure 5.3a, 5.4a et 5.5a pour l'état lâche, que les fibres avec une taille de 12 mm présentent une résistance moins à ceux de 20 mm jusqu'à une teneur de 0.5% de fibres, après cette teneur c'est la tendance inverse qui est observée. Par contre, pour l'état dense, les échantillons avec la taille des fibres de 12 mm présentent une résistance supérieure à ceux de la taille de 20 mm pour différentes teneurs sans changement de tendance (figure 5.3b, 5.4b et 5.5b).

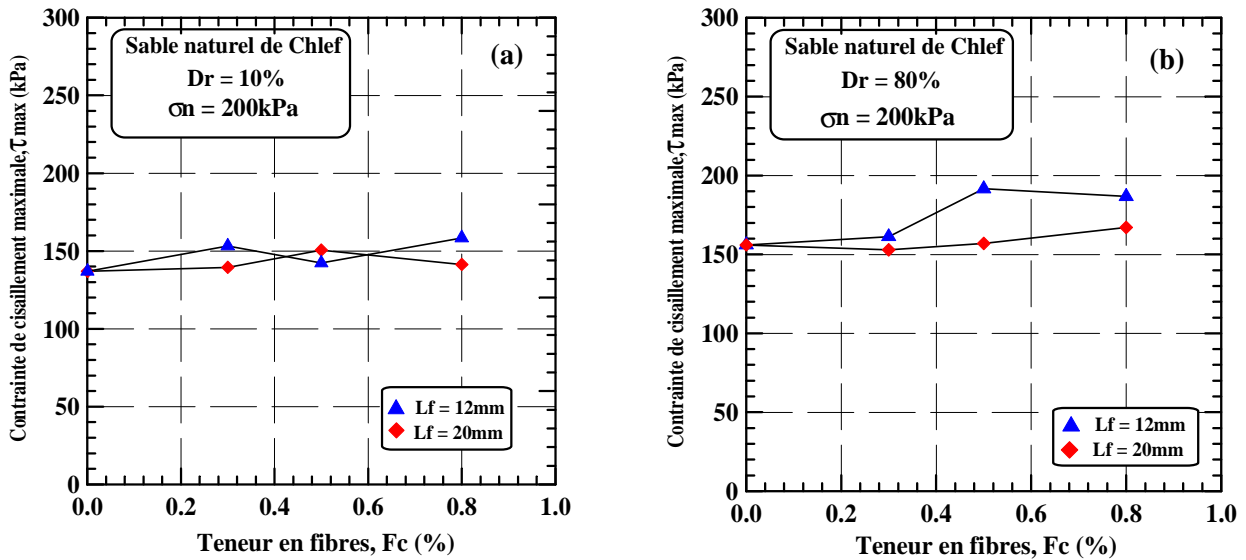


**Figure 5.3:** Influence de la longueur des fibres sur la résistance au cisaillement maximale du sable ( $\sigma_n = 50$  kPa): (a)  $D_r = 10\%$ , (b)  $D_r = 80\%$ .





**Figure 5.4:** Influence de la longueur des fibres sur la résistance au cisaillement maximale du sable ( $\sigma_n = 100$  kPa): (a)  $D_r = 10\%$ , (b)  $D_r = 80\%$ .



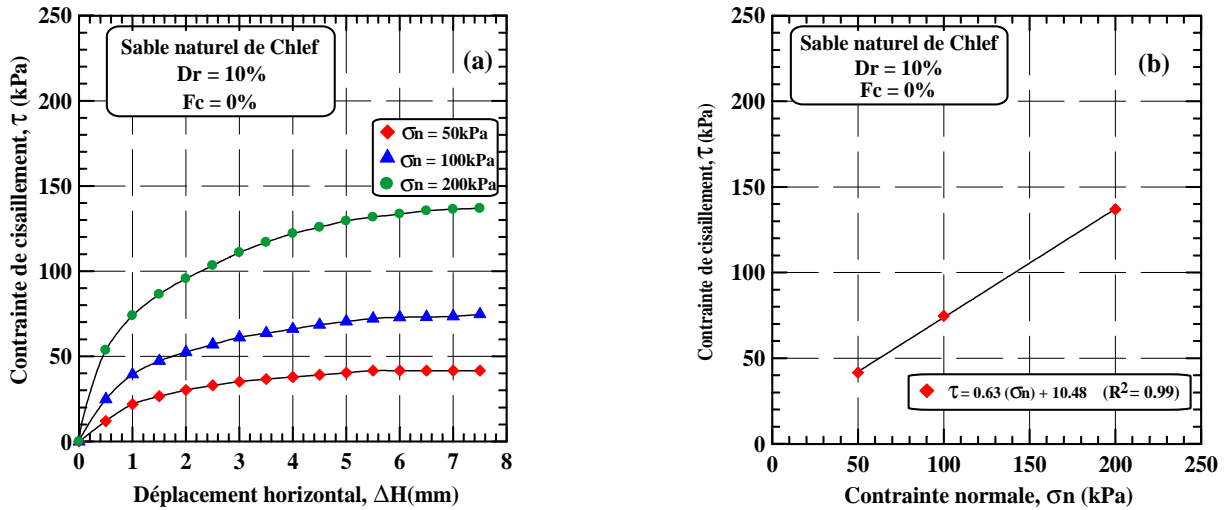
**Figure 5.5:** Influence de la longueur des fibres sur la résistance au cisaillement maximale du sable ( $\sigma_n = 200$  kPa): (a)  $D_r = 10\%$ , (b)  $D_r = 80\%$ .

## 5.4. Effet de la contrainte normale

### 5.4.1. Essais effectués à l'état lâche ( $D_r = 10\%$ )

#### a. Sable non renforcé (0% fibres)

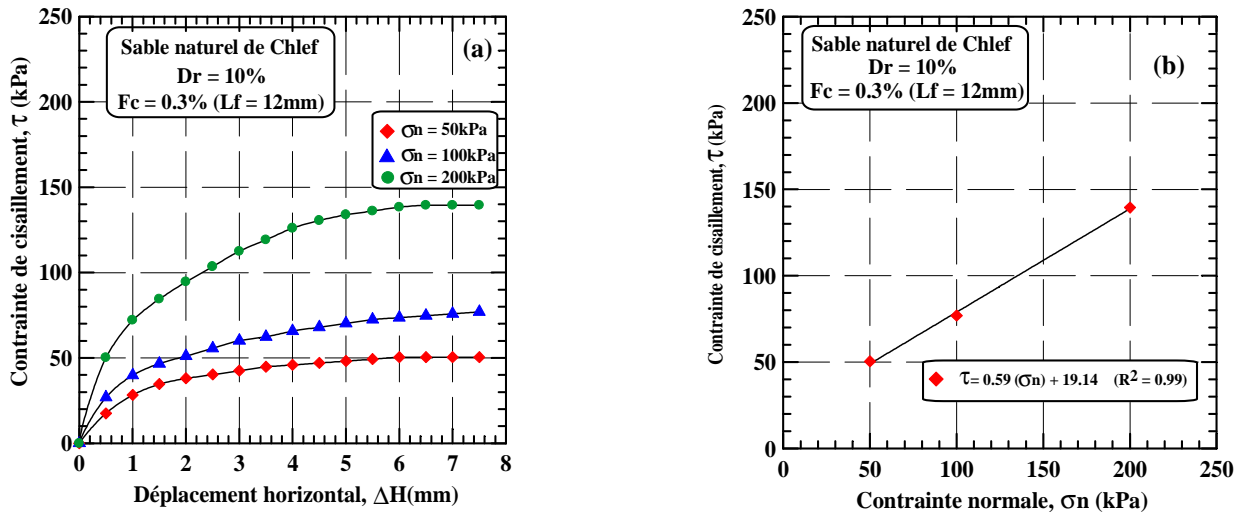
La figure 5.6a et 5.6b représentent les résultats des essais effectués à l'état lâche, sur le sable de Chlef non renforcé pour différentes contraintes normales. On constate d'après ces figures que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale.



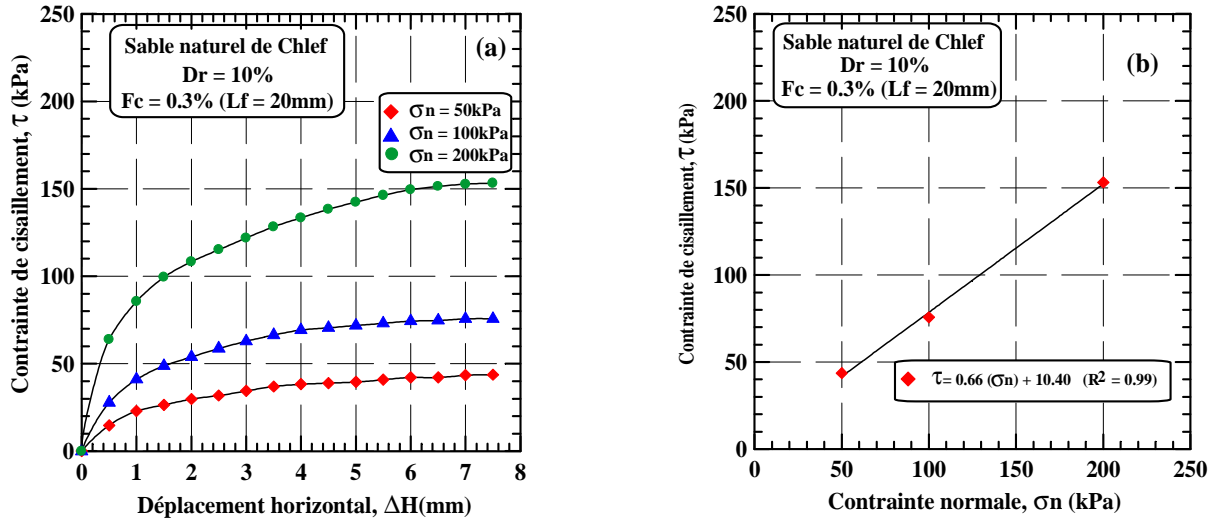
**Figure 5.6:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0% de fibres:  
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,  
 (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

**b. Sable renforcé par 0.3% de fibres**

La figure 5.7 et 5.8 illustrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction la contrainte normale pour les mélanges sable avec 0.3% de fibres, pour les échantillons préparés à l'état lâche et pour différentes contraintes normales. Il en ressort d'après les figures présentées que la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de la contrainte normale pour les deux longueurs de fibres ( $L_f = 12$  mm et 20 mm).



**Figure 5.7:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.3% de fibres ( $L_f = 12$  mm):  
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,  
 (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

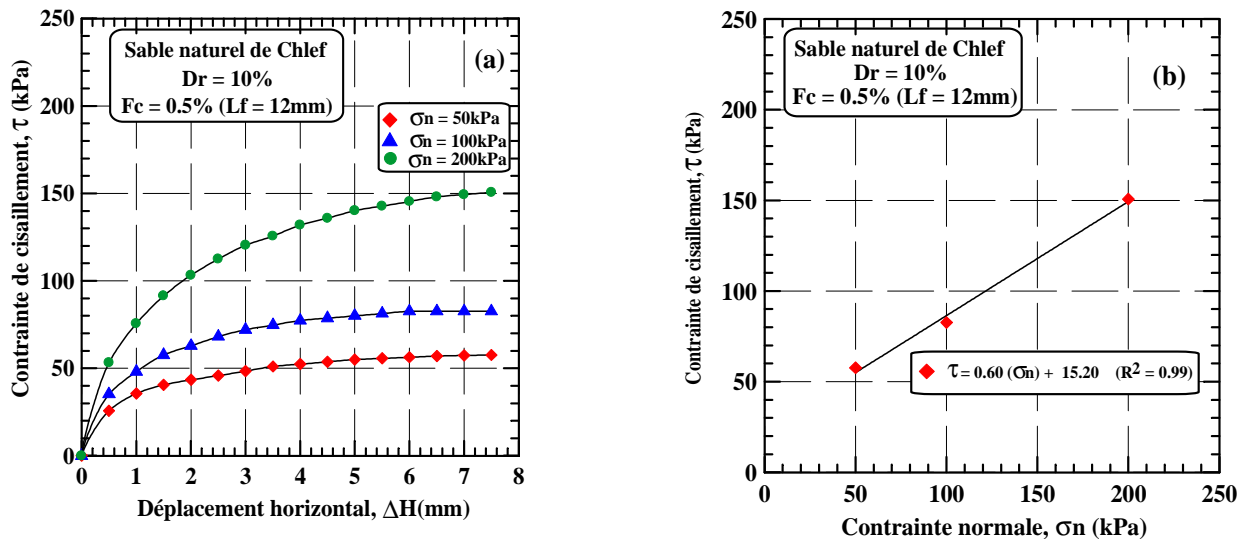


**Figure 5.8:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.3% de fibres ( $L_f = 20$  mm):

- (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

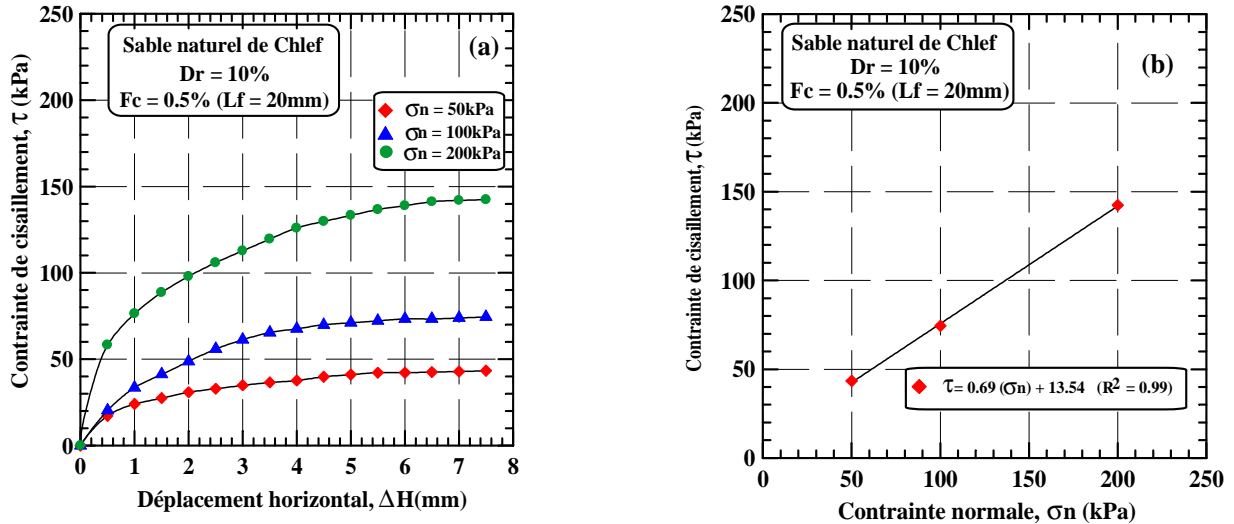
### c. Sable renforcé par 0.5% de fibres

La figure 5.9 et 5.10 illustrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour les mélanges sable avec 0.5% de fibres, pour les échantillons préparés à l'état lâche et pour différentes contraintes normales. Il en ressort d'après les figures présentées que la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de la contrainte normale pour les deux longueurs de fibres ( $L_f = 12$  mm et 20 mm).



**Figure 5.9:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.5% de fibres ( $L_f = 12$  mm):

- (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

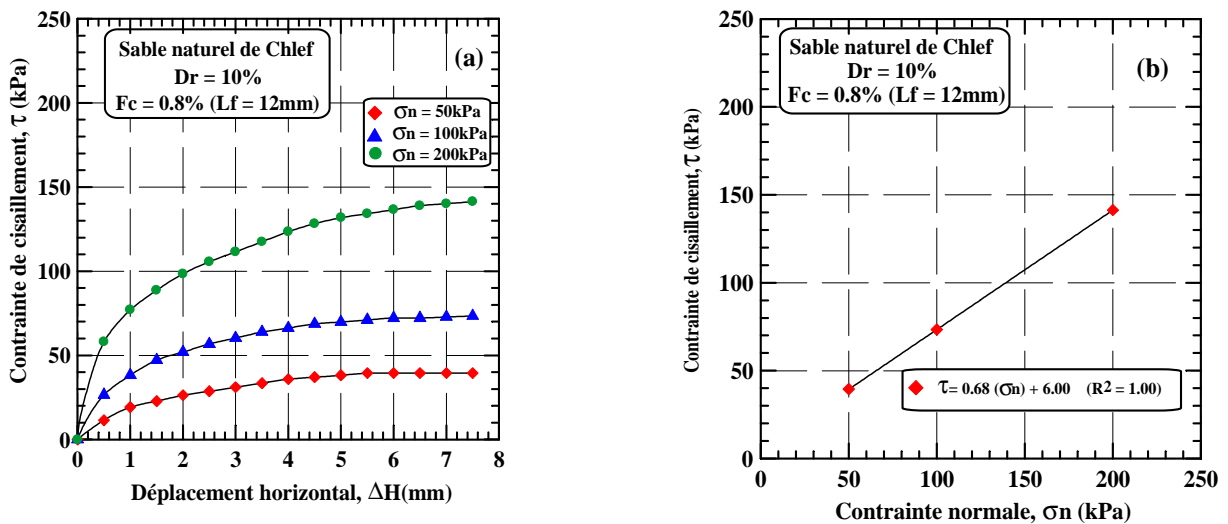


**Figure 5.10:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.5% de fibres ( $L_f = 20$  mm):

- (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

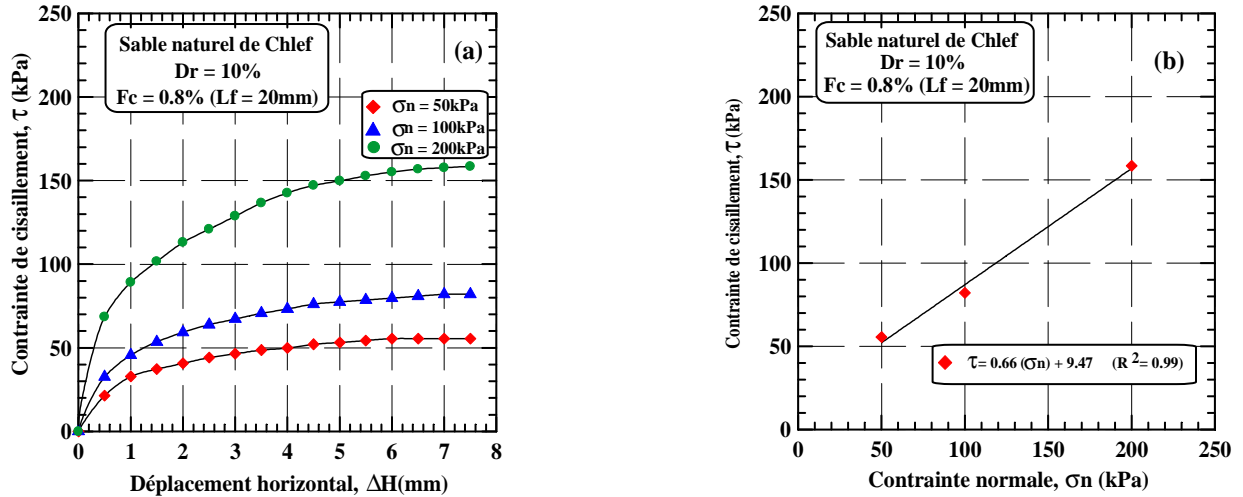
#### d. Sable renforcé par 0.8% de fibres

La figure 5.11 et 5.12 illustrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour les mélanges sable avec 0.8% de fibres, pour les échantillons préparés à l'état lâche et pour différentes contraintes normales. Il en ressort d'après les figures présentées que la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de la contrainte normale pour les deux longueurs de fibres ( $L_f = 12$  mm et 20 mm).



**Figure 5.11:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.8% de fibres ( $L_f = 12$  mm):

- (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.



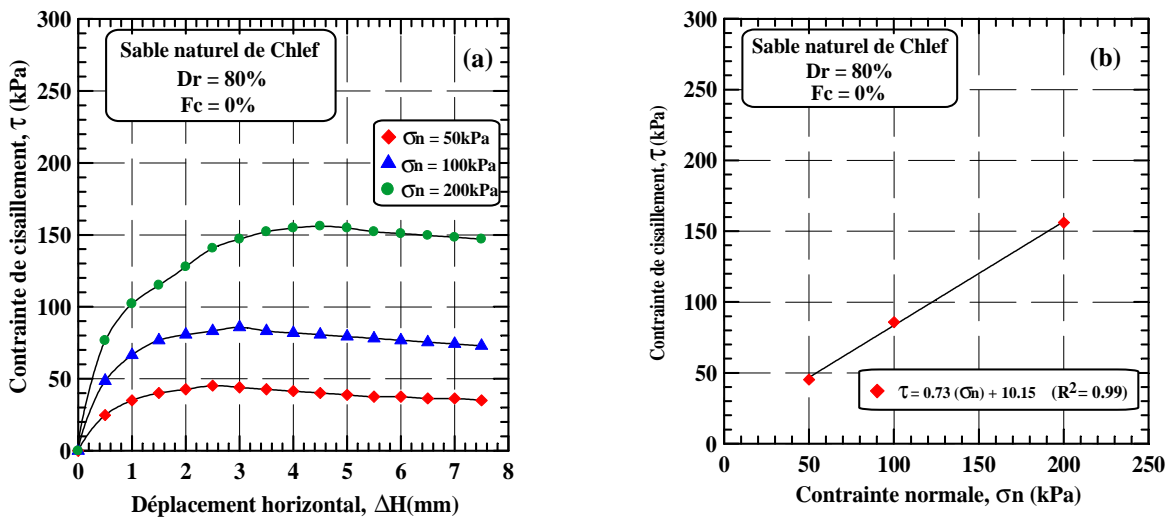
**Figure 5.12:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état lâche avec 0.8% de fibres ( $L_f = 20$  mm):

- (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

### 5.4.2. Essais effectués à l'état dense ( $D_r = 80\%$ )

#### a. Sable non renforcé (0% fibres)

La figure 5.13 représente les résultats des essais effectués à l'état dense, sur le sable de Chlef non renforcé pour différentes contraintes normales. On constate d'après ces figures que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale.



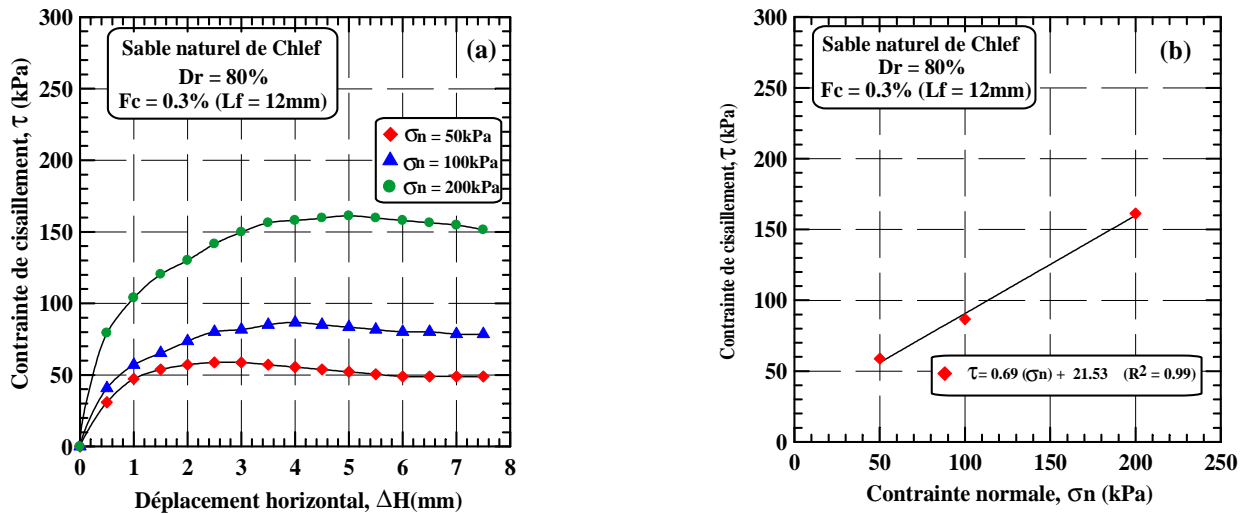
**Figure 5.13:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0% de fibres:

- (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

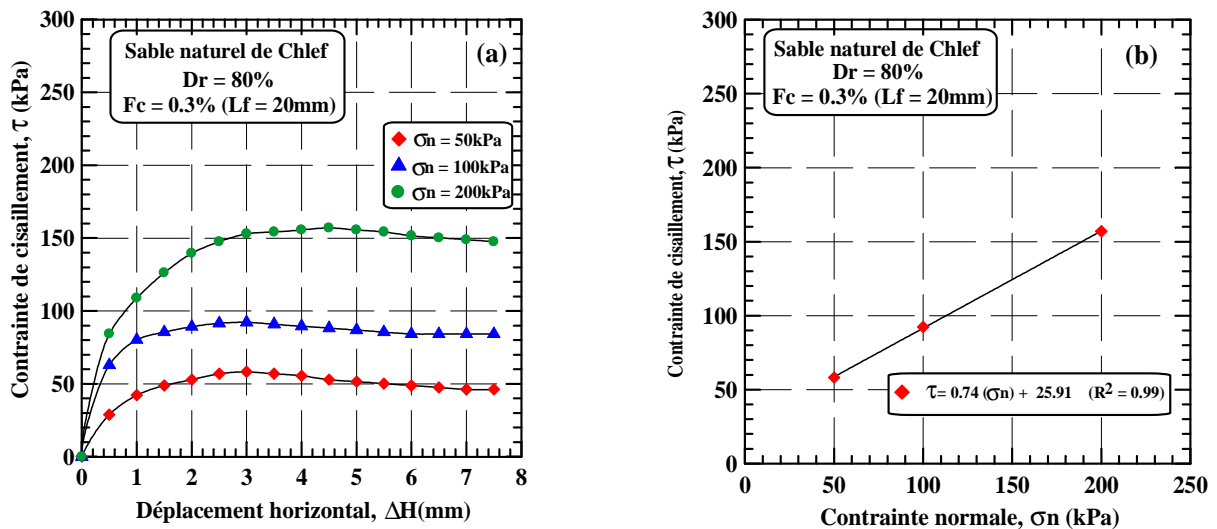
#### b. Sable renforcé par 0.3% de fibres

La figure 5.14 et 5.15 illustrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour les mélanges sable avec 0.3% de fibres, pour les échantillons préparés à l'état dense et pour différentes contraintes normales. Il en ressort d'après les figures présentées que

la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de la contrainte normale pour les deux longueurs de fibres ( $L_f = 12$  mm et 20 mm).



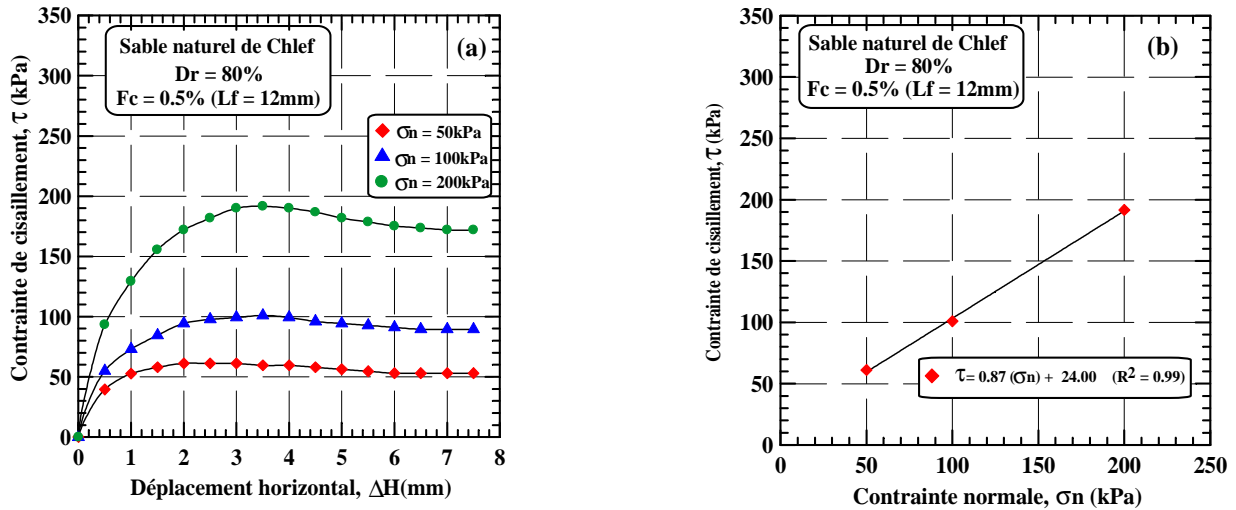
**Figure 5.14:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.3% de fibres ( $L_f = 12$  mm):  
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,  
 (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.



**Figure 5.15:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.3% de fibres ( $L_f = 20$  mm):  
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,  
 (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

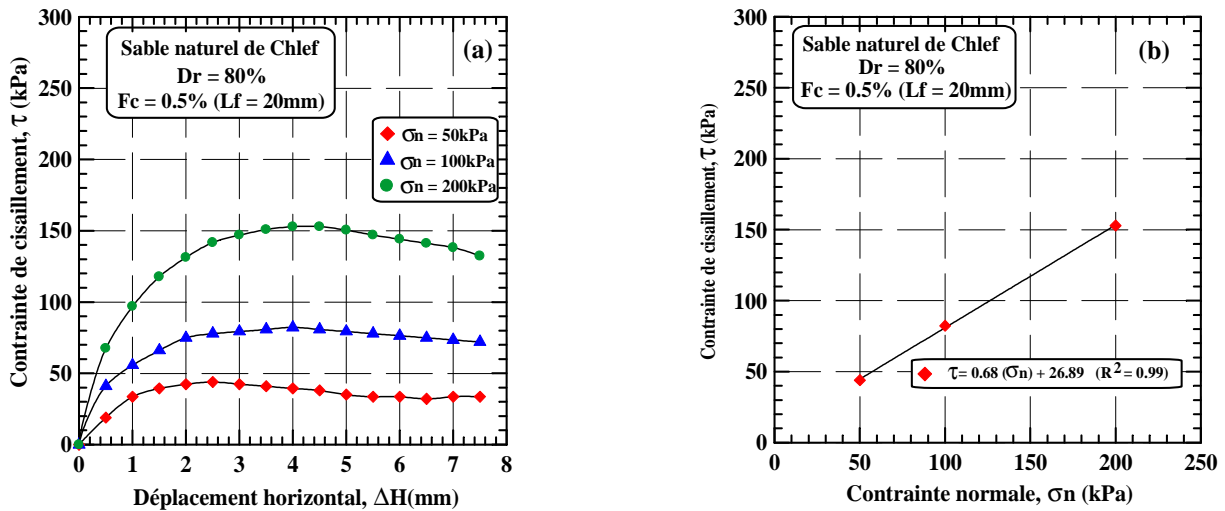
### c. Sable renforcé par 0.5% de fibres

La figure 5.16 et 5.17 montrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour les mélanges sable avec 0.5% de fibres, pour les échantillons préparés à l'état dense et pour différentes contraintes normales. Il en ressort d'après les figures présentées que la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de la contrainte normale pour les deux longueurs de fibres ( $L_f = 12$  mm et 20 mm).



**Figure 5.16:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.5% de fibres ( $L_f = 12$  mm):

- (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

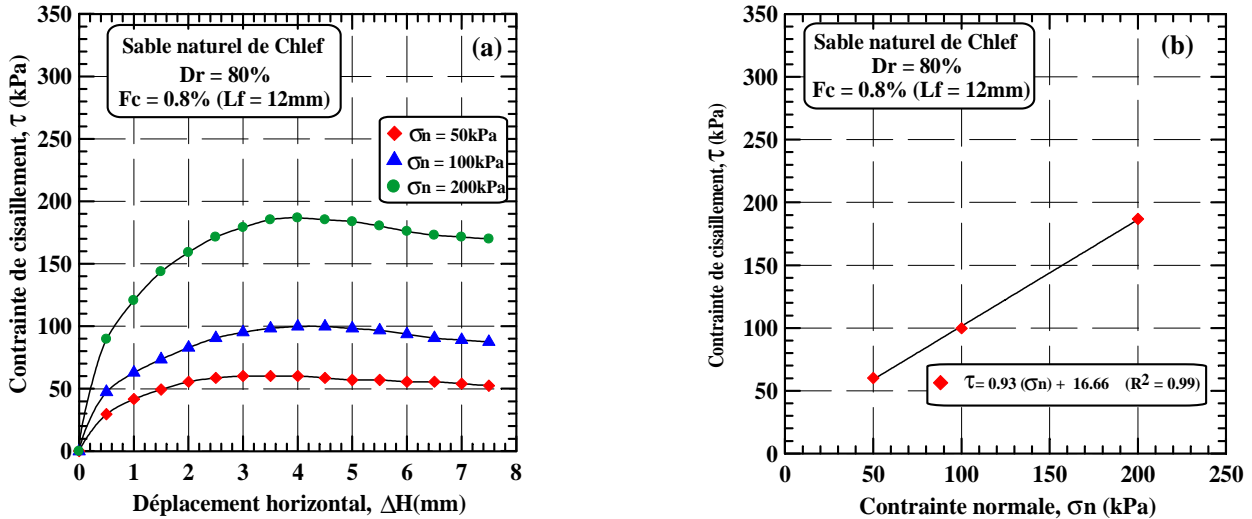


**Figure 5.17:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.5% de fibres ( $L_f = 20$  mm):

- (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

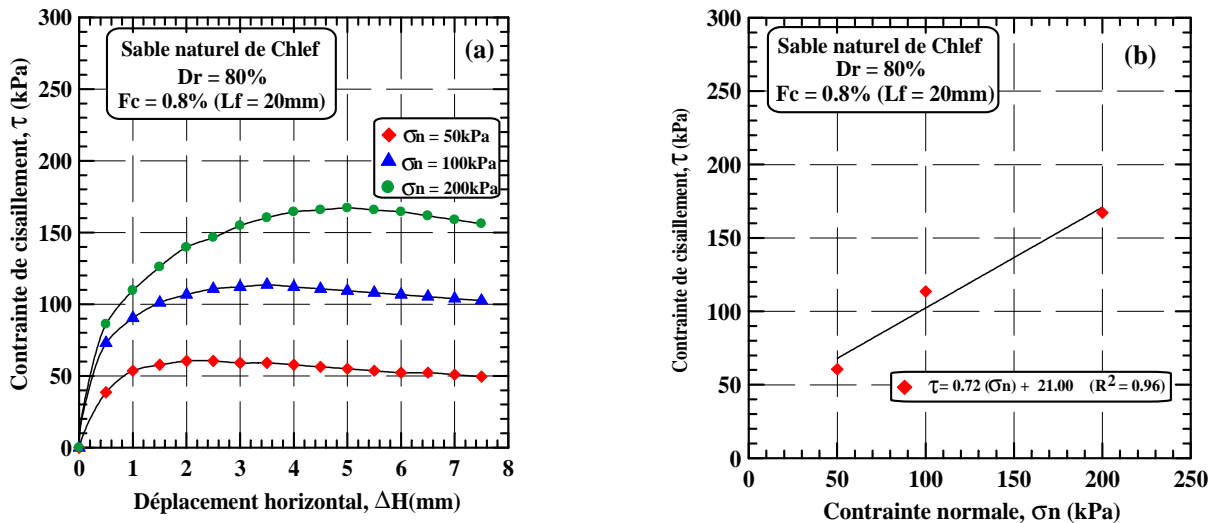
#### d. Sable renforcé par 0.8% de fibres

La figure 5.18 et 5.19 montrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour les mélanges sable avec 0.8% de fibres de filasse, pour les échantillons préparés à l'état dense et pour différentes contraintes normales. Il en ressort d'après les figures présentées que la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de la contrainte normale pour les deux longueurs de fibres ( $L_f = 12$  mm et 20 mm).



**Figure 5.18:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.8% de fibres ( $L_f = 12\text{ mm}$ ):

- (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (b) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.



**Figure 5.19:** Effet de la contrainte normale sur la résistance du sable à l'état dense avec 0.8% de fibres ( $L_f = 20\text{ mm}$ ):

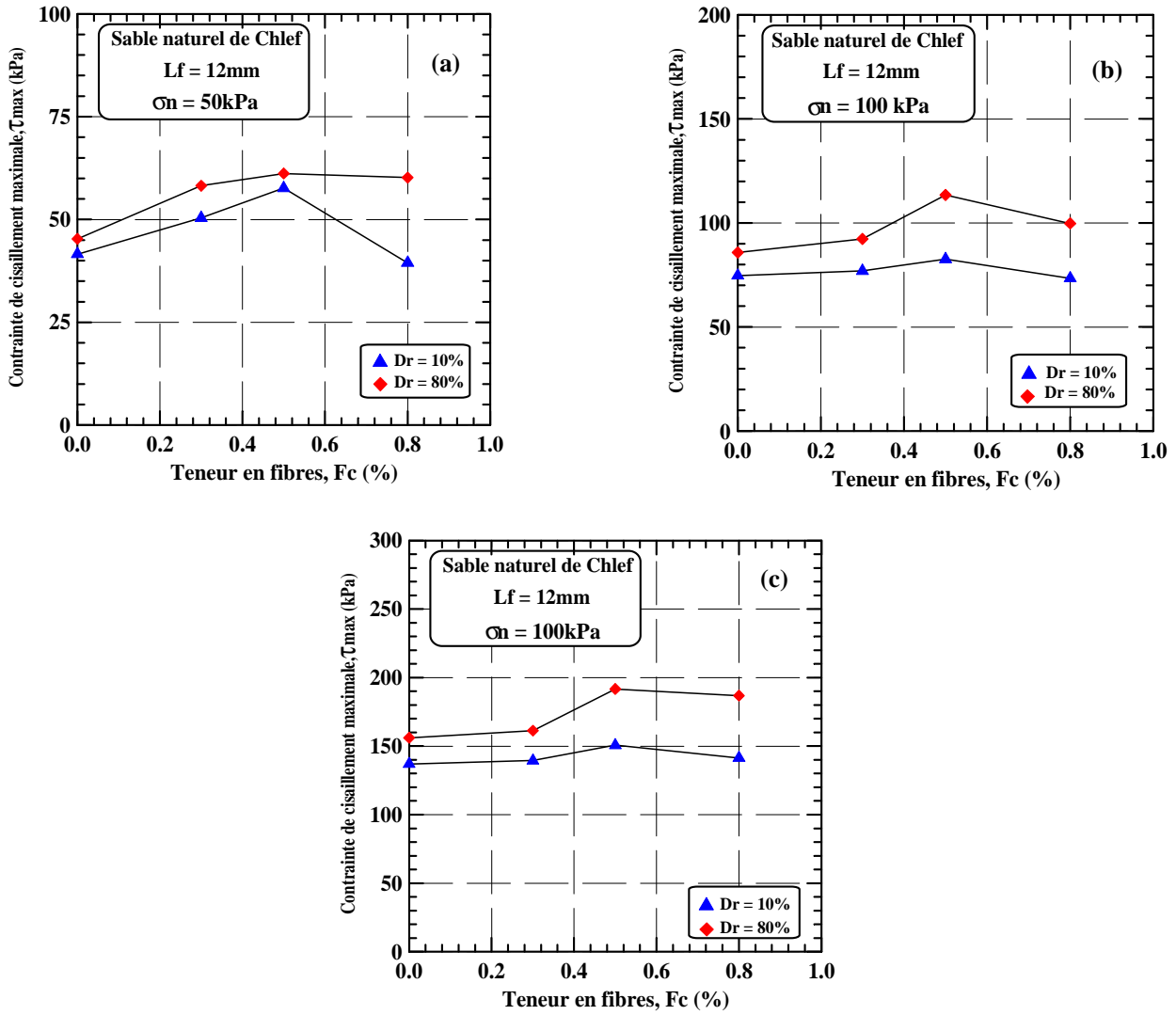
- (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal,
- (d) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

### 5.5. Effet de la densité relative

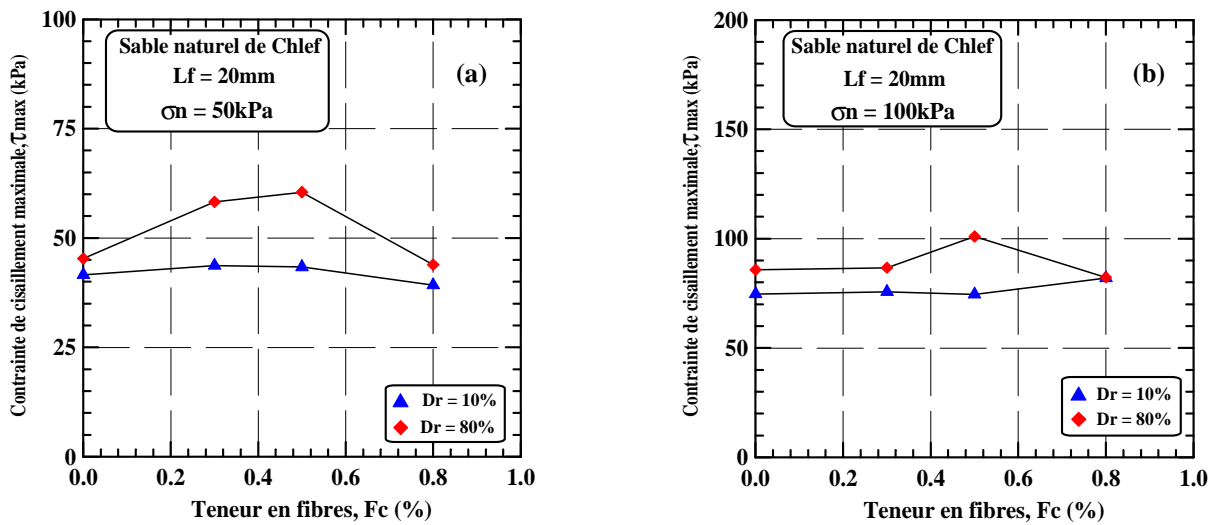
La figure 5.20 et 5.21 montrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en fibres de filasse pour les états lâche et dense et deux longueurs de fibres ( $L_f = 12\text{ mm}$  et  $20\text{ mm}$ ). On peut remarquer de ces figures une amélioration de la résistance des échantillons de sable renforcés et non renforcés avec l'augmentation de la densité relative (passage de 10% à 20%) pour tous les contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa et marque un maximum à 0.5% de fibres pour les deux états de densité et les deux longueurs.

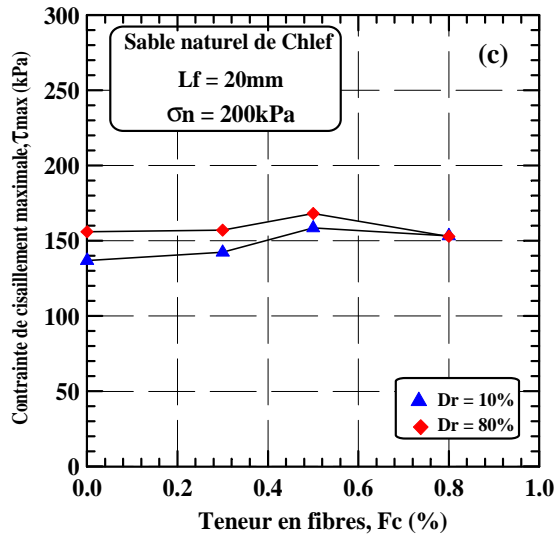
On remarque aussi que pour tous les états de densité, une amélioration de la résistance au cisaillement pour les mélanges passant de 0% à 0.5% de fibres, ensuite une baisse de cette résistance avec l'augmentation de la teneur en fibres de filasse.





**Figure 5.20:** Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement du sable non renforcé et renforcé par fibres de filasse de longueur  $L_f = 12 \text{ mm}$  pour des contraintes normales de: (a)  $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ , (b)  $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$ , (c)  $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$



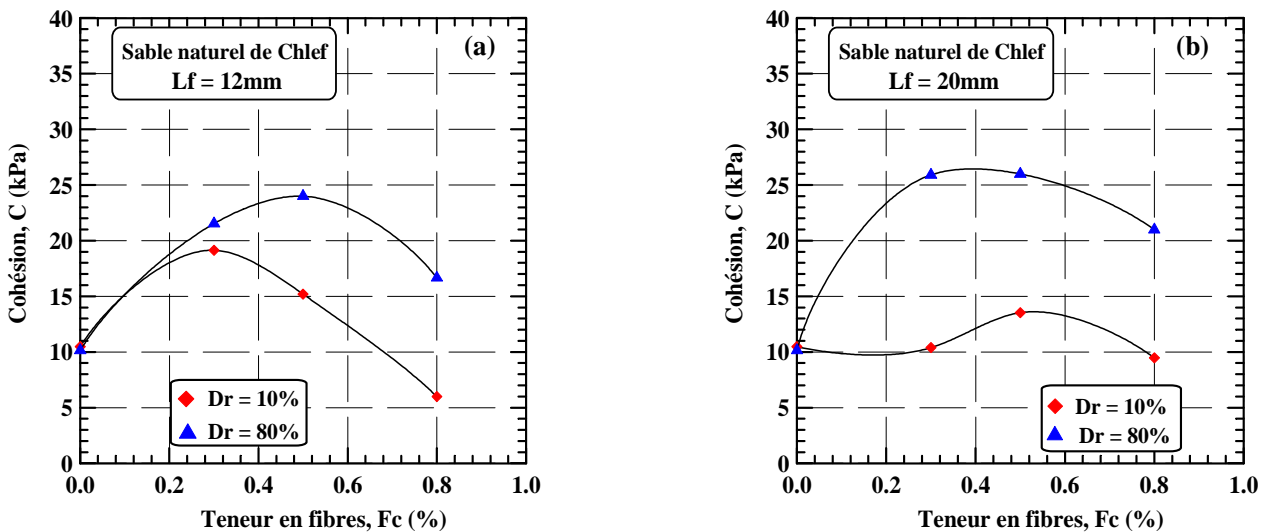


**Figure 5.21:** Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement du sable non renforcé et renforcé par fibres de filasse de longueur  $L_f = 20$  mm pour des contraintes normales de: (a)  $\sigma_n = 50$  kPa, (b)  $\sigma_n = 100$  kPa, (c)  $\sigma_n = 200$  kPa

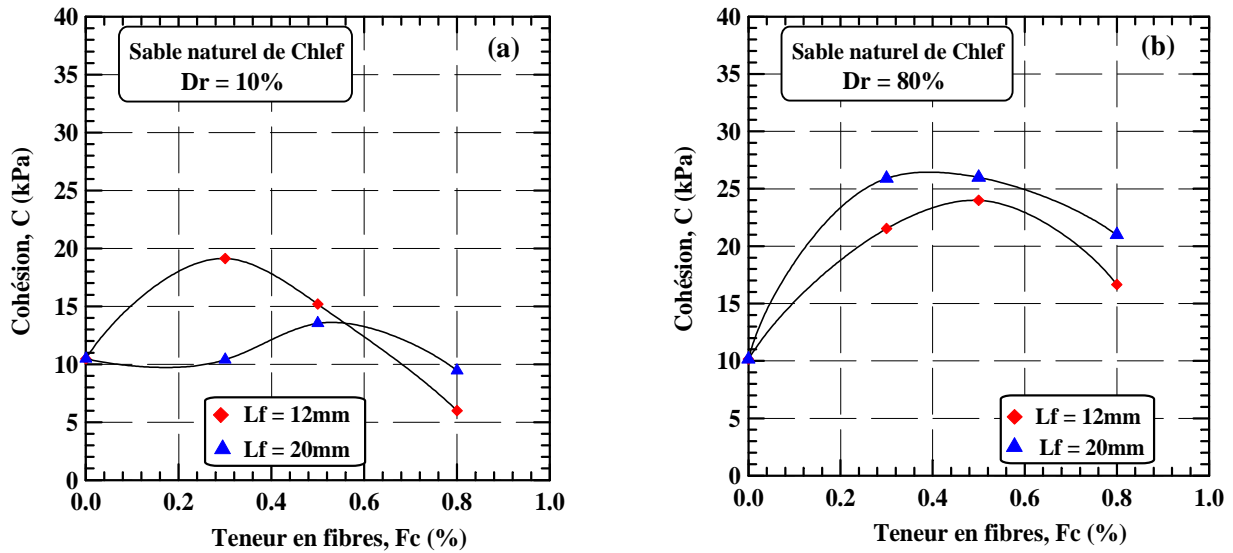
### 5.6. Variation des caractéristiques mécaniques en fonction de la teneur en fibres

#### a. Variation de la cohésion

La figure 5.22 et 5.23 illustrent l'évolution de la cohésion en fonction de la teneur en fibres de filasse pour les mélanges de sable et fibres préparés aux états lâche et dense dans le cas de longueurs de fibres égales à 12 mm et 20 mm. On constate d'après ces figures une nette amélioration de la cohésion pour les mélanges passant de 0% à 0.5% de fibres, suivie d'une baisse pour mélange de 0.8% de fibres pour les deux états de densités et les deux longueurs. A souligner aussi le grand écart de cohésion entre l'état lâche et dense pour la longueur  $L_f = 20$  mm.



**Figure 5.22:** Evolution de la cohésion du sable en fonction de la teneur en fibres et la densité relative: (a)  $L_f = 12$  mm, (b)  $L_f = 20$  mm.

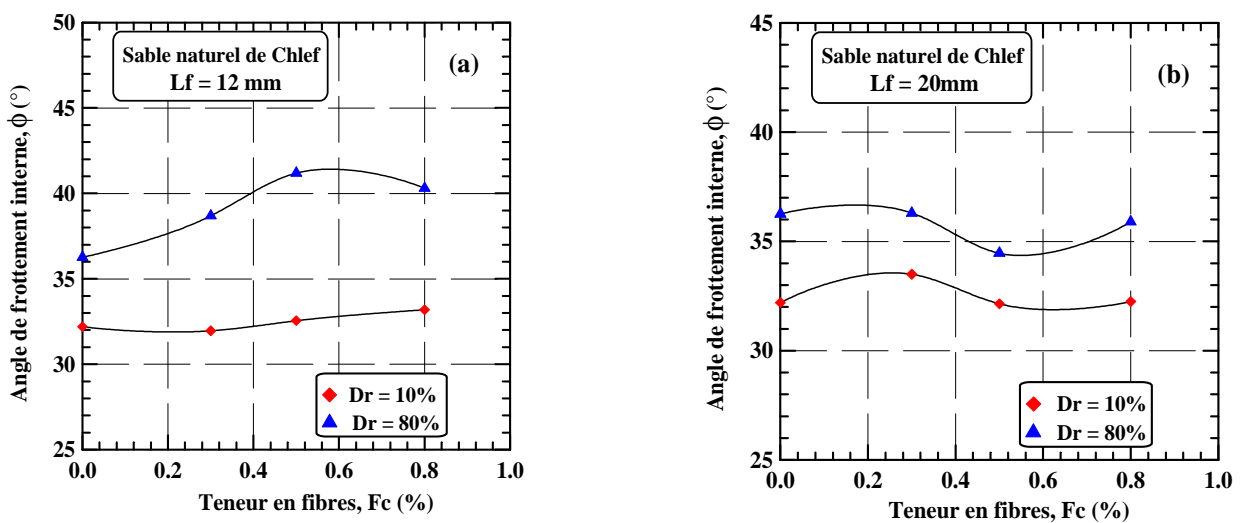


**Figure 5.23:** Evolution de la cohésion du sable en fonction de la teneur et la longueur des fibres: (a)  $Dr = 10\%$ , (b)  $Dr = 80\%$ .

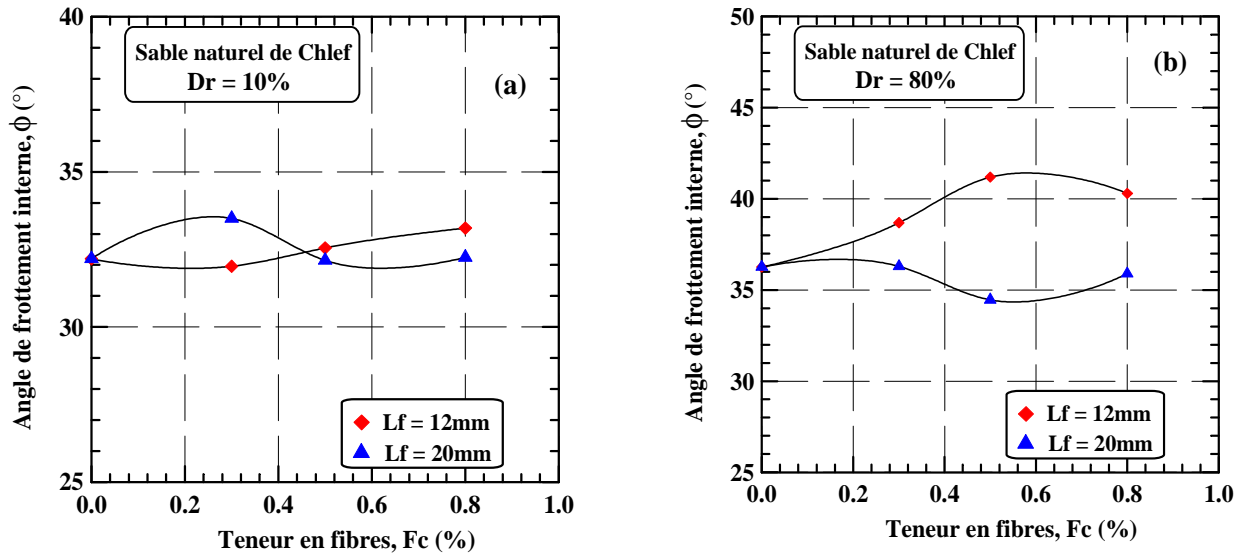
### b. Variation de l'angle de frottement interne

La figure 5.24 et 5.25 portent les courbes de variation de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en fibres de filasse pour des échantillons préparés par un mélange du sable et fibres de filasse de longueurs de 12 mm et 20 mm. On note de ces figures et pour une longueur de 12 mm, une diminution de l'angle de frottement jusqu'à une teneur de fibres de 0.3% suivie d'une augmentation à 0.5% de fibres et enfin une diminution pour 0.8% de fibres (Figure 5.21a). A l'inverse, pour la longueur de 20 mm, on constate une augmentation de l'angle de frottement jusqu'à une teneur de 0.3% de fibres, après quoi suit une diminution pour 0.5% de fibres de delà de laquelle s'amorce une légère augmentation ou une stabilisation suivant l'état de densité.

A souligner aussi le grand écart dans l'angle de frottement entre l'état lâche et dense pour la longueur  $L_f = 20$  mm.



**Figure 5.24:** Evolution de l'angle de frottement du sable en fonction de la teneur en fibres et de la densité relative: (a)  $L_f = 12$  mm, (b)  $L_f = 20$  mm.



**Figure 5.25:** Evolution de l'angle de frottement du sable en fonction de la teneur et la longueur des fibres: (a)  $Dr = 10\%$ , (b)  $Dr = 80\%$ .

### 5.7. Conclusion

Ce chapitre contient une présentation des résultats d'une étude paramétrique en laboratoire afin d'analyser l'effet de l'ajout de fibres de filasse et de leur longueur sur la résistance et les propriétés mécaniques d'un sol granulaire. A la lumière des résultats obtenus au cours de cette étude, nous pouvons tirer les conclusions suivantes:

- L'ajout de fibres de filasse en pourcentage améliore les caractéristiques mécaniques du sol ainsi que sa résistance au cisaillement jusqu'à un certain seuil appelé optimum;
- L'augmentation de la contrainte normale conduit à une amélioration de la résistance du sol renforcé et non renforcé;
- Les échantillons préparés à l'état dense présentent une résistance élevée que ceux préparés à l'état lâche.

*Conclusion générale et perspectives*

## **Conclusion générale et Perspectives**

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur résistance mécanique et d'améliorer leur performance. En plus, l'évolution actuelle du contexte socioéconomique dans le domaine des ouvrages en terre, est marquée par la nécessité de réutiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des projets, même ceux dont les caractéristiques de mise en oeuvre, notamment mécaniques, sont très faibles. Nous avons entrepris dans ce mémoire de fin de cycle universitaire, une étude expérimentale permettant d'investiguer l'effet des ajouts de fibres de filasse sur le comportement du sable de la région de Chlef, dans un but de valorisation des fibres de filasse dans le renforcement du sol, afin d'optimiser la performance du procédé de renforcement du sol par fibres pour améliorer les propriétés mécaniques du sol granulaire.

Les essais ont été réalisés sur des mélanges sable et fibres de filasse à différents pourcentages de 0, 0.3, 0.5 et 0.8%, de longueurs de 12 mm et 20 mm. Le sol étudié a été préparé à deux états de densité, l'une lâche ( $D_r = 10\%$ ) et l'autre dense ( $D_r = 80\%$ ) sous trois contraintes normales différentes de 50, 100 et 200 kPa.

Les essais ont été réalisés à l'aide de l'appareillage de la boîte de cisaillement directe du laboratoire de mécanique des sols. A la lumière des résultats obtenus à la suite de la campagne d'essais réalisée, les principales conclusions de la présente étude sont résumées comme suit:

- L'augmentation de la densité relative induit une augmentation de la résistance du sol. En effet, il a été constaté que les échantillons denses sont plus résistants que les échantillons lâches;
- L'accroissement de la contrainte de contrainte normale aboutit à une amélioration du comportement des échantillons;
- Pour tous les échantillons de sable renforcés, la résistance au cisaillement augmente quand la teneur en fibres augmente;
- L'ajout de fibres de filasse en pourcentage améliore la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un certain seuil avec prise en compte de l'état de densité, ce seuil est en général de 0.5% pour les deux états de densité lâche et dense pour les fibres de longueur de 12 mm;
- L'ajout de fibre de filasse en pourcentage améliore la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un certain seuil avec prise en compte de l'état de densité, ce seuil est en général de 0.8% pour les deux états de densité lâche et dense pour les fibres de longueur de 20 mm;
- En général, l'ajout de fibres de filasse amplifie la contractance des échantillons, et cela est dû au caractère compressible de la fibre et à la présence des fines au sein du sable, le sol étant à l'état naturel;
- Les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement interne) montrent des valeurs supérieures à l'état dense qu'à l'état lâche pour les deux longueurs de fibres mais avec différentes proportions.

Dans une perspective de recherche, plusieurs domaines méritent au moins d'être approfondis tels que:

- Dans un but de confirmation des tendances trouvées, compléter les essais réalisés, en ajoutant d'autres teneurs et d'autres types de fibres;

- Utiliser une deuxième méthode de déposition des échantillons à savoir la méthode de placement humide, afin de tester l'efficacité de l'association de l'humidité et des fibres;
- Tester l'effet de la teneur en fines qui pourrait jouer un grand rôle dans la stabilisation ou par contre dans la déstabilisation du sol, sachant qu'elles sont toujours présentes et associées au sol à l'état naturel;
- Par ailleurs, on propose aussi de passer à des essais à l'appareil triaxial qui permettent de se rapprocher de la réalité du terrain.

*Références bibliographiques*



***Références bibliographiques***

**Arab ,A et al ., (2010).** Etude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative ,université Hassiba Benbouali de Chlef (Algerie), 26 – 27 octobre 2010.

**Arab A., BelkhatirM., ShahrourI., (2012)** « Saturation Effect on Liquefaction Résistance of Sand universitehassibabenbouali de chlef (algerie) ». Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie, 6 au 8 juin 2012 pp .1-11.

**A Arab, M Belkhatir, Marwan Sadek, (2016).** Saturation Effect on Behaviour of Sandy Soil Under Monotonic and Cyclic Loading: A Laboratory Investigation. Geotechnical and Geological Engineering, Volume 34, Issue 1, pp 347–358.

**Ahmad, F., Mujah, D., Hazarika, H., and Safari, A., (2012),** “Assessing the potential reuse of recycled glass fibre in problematic soil applications”, Journal of Cleaner Production, 35,102-107.

**Amini F. & Sama K.M. (1999):** «Behavior of stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions», Soil Dynamic Earthquake Engineering, 18, pp. 445-455.

**ABH Cheliff. Zahrez. (2003),** Schéma-Directeur d'Aménagement Hydraulique de la Wilaya de Chlef. Rapport de synthèse sur l'évaluation des ressources en eau et en sols; Synthèse Mission I, Chlef. Pp. 5-13.

**Ambraseys N. N. (1981)** « The El-Asnam earthquake of 10 october 1980 : conclusions drawn from a fieldstudy», Q. J. Eng. Geol., London, vol. 14, p. 143-148.

**Ahmad F, Bateni F, Azmi M.** Performance evaluation of silty sand reinforced with fibers. Geotext Geomembr 2010;28:93–9.

**Aggarwal P, Sharma B.** Application of jute fiber in the improvement of subgrade characteristics. In: Proc of int conf on adva in civ eng, Trabzon, Turkey; 27–30 September, 2010.

**Al-Refeai, T. O., (1991),** “Behavior of granular soils reinforced with discrete randomly oriented inclusions”, Geotextiles and Geomembranes, 10(4), 319-333.

**Ayyar R, Krishnaswamy R, Viswanadham S.** Geosynthetics for foundations on a swelling clay. Int work on geotex, Bangalore, India; 1989.

**Benahmed, N. (2001)** « Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilitécyclique ». Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées.

**Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Sadek, M., and Kadri, A., (2015),** “Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters”, Arabian Journal for Science and Engineering, 1-11.

**Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Merabet, K., and Bouferra, R., (2016),** “Shear Strength Response of a Geotextile-Reinforced Chlef Sand: A Laboratory Study” Geotechnical and Geological Engineering, 34(6), 1775-1790.

- Bouckovalas G.D., Andrianopoulos K. I., Papadimitriou A.G.,(2002).** A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands, *Soil Dynamic and earthquake engineering*, Vol. 23, Issue 2, pp. 115-125.
- Bouferra Rachid (2000):** « Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols», Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille USTLille, p. 110.
- Benahmed N. Canou J. &Dupla J.C. (2004)**« structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable», *Comptes Rendus de Mécanique*, Elsevier, 332, pp.887-894.
- Bouthiba, A. (2003),** Comportement de trois variétés de blé dur 'Triticumdurum sp vis-à-vis du stress hydrique dans la région de Chlef. Thèse de magister, Université de Chlef. Pp28-32.
- Bounif , A., Dorbath, C., Ayadi, A., Meghraoui, M., Beldjoudi, H., Laouami, N., Frogneux, M., Slimani, A., Alasset, P. J., Kharroubi, A., Oussadou, F., Chikh, M., Harbi, A., Larbes, S. and Maouche, S., 2004,** The 21 May 2003 Zemmouri (Algeria) Mw 6.8: Relocation and aftershock sequence analysis. *Geo. Res. Lett.*, Vol. 31, L19606, doi:10.1029/2004GL020586
- Beldjoudi, H., Guemache, M.A., Kherroubi, A., Semmane, F., Yelles-Chaouche, A.K., Djellit, H., Amrani, A. and Haned, A. (2009),** The Lâalam (Béjaïa, North-East Algeria) Moderate earthquake (Mw = 5.2) on March 20, 2006, *Pure appl. Geophy.* 166, 623-640.
- Benhallou H., Roussel J., (1971)** «Sur les séisme et la sismicité de L'Algérie de 1951 à 1970».Note I.M.P.G.A., n°4.
- Belkhatir M., Schanz T., Arab M., 2014,** “Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand–silt mixtures,” *Environ Earth Sci* DOI 10.1007/s12665-013-2289-z.
- Benghalia Y., Bouafia A., Canou J., Dupla J.C., 2014,** “Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines,” *Arab. Journal of Geosciences*, 8(2), 605–618, DOI: 10.1007/s12517-013-1255-0.
- Baley, C., (2013),** “Fibres naturelles de renfort pour matériaux composites”, Ed. Techniques Ingénieur.
- Ismail Benessalah, Ahmed Arab, Pascal Villard, Marwan Sadek, Abdelkader Kadri (2016).** Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters, *Arabian Journal for Sciences and Engineering*, Volume41, Issue 4, pp. 1343–1353.
- Canou J. (1989)**«Contribution l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable», Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées, Paris.
- Calais, E., C. DeMets, and J.M. Nocquet, 2003a,** Evidence for a post-3.16-Machange in Nubia-Eurasia-North America plate motions?, *Earth Planetary Science Letters*, 216, 81-92.
- Calais, E., M. Vergnolle, V. San'kov, A. Lukhnev, A. Miroshnitchenko, S. Amarjargal, and J. Deverchère, 2003b,** GPS measurements of crustal deformation in the BaikalMongolia area (1994-2002): implications for current kinematics of Asia, *J. Geophys. Res.*, 108 (NO. B10), 2501, doi:10.1029/2002JB002373.

- Clough W. G., Mass S. S., Hamou H. (1981)** « Observation of liquéfaction and landsliding as a result of the october 10, 1980 El-Asnam, algeriaearthquake », Report o John A. BlumeEarthquake engineering Center, Department of Civil Engineering, StanfordUniversity, Caliofornia, February, 43 pp.
- Consoli C, Prietto M, Pasa S.** Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. J Geotech Geoenviron Eng ASCE 2002.
- Consoli C, Prietto M, Ulbrich A.** Influence of fiber and cement addition on behaviour of sandy soil. J Geotech Eng ASCE 1989.
- Consoli C, Montardo P, Donato M, Prietto M.** Effect of material properties on the behavior of sand–cement–fiber composites. Ground Improv 2004.
- Consoli, N. C., Prietto, P. D., and Ulbrich, L. A., (1998)**, “Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(12), 1211-1214
- Choudhary K, Jha J, Gill S.** A study on CBR behavior of waste plastic strip reinforced soil. Emirates J Eng Res 2010.
- Della, N., Arab, A., Belkhatir, M. and Missoum H. (2009)**«Identification of the behaviour of the Chlef sand to static liquefaction», C.R. Mécanique, Vol.337, 282- 290.
- Della,N., (2010).** Etude expérimentale du comportement du sol de Chlef: Liquéfaction statique, Thèse de doctorat en génie civil, Université de Mostaganem, 147p.
- Della, N., Arab, A., Belkhatir, M., (2011).** Effect of confining pressure and depositional method on the undrained response of medium dense sand, Journal of Iberian geology, Vol.37(1), pp. 37-44.
- Della,N ;Belkhatir. M;Arab.A ; Canou J. & Dupla J.C ,(2014)**, Effect of fabric method on instability behavior of granular material. Acta Mechanica 225, pp. 2043– 2057.
- Noureddine Della, Mostefa belkhatir , Ahmed Arab,Jean Canou & Jean-Claude Dulpa (2015)** Undrained Monotonic Response and Instability of Medium – Dense Sandy Soil, Marine Georesources & Geotechnology, 33:6, 487-495, DOI:10.1080/1064119X.2014.954175.
- Della, N ., Muhammed, R. D., Canou, J., & Dupla, J. C. (2016).** Influence of initial conditions on liquefaction resistance of sandy soil from Chlef region in Northern Algeria. Geotechnical and Geological Engineering, 34 (6), 1971 – 1983.
- Domzig, A. (2006)**, Déformation active et récente, et structuration tectono sédimentaire de la marge sous-marine algérienne, Thèse de doctorat de l’université de Bretagne occidentale, France, pp. 343.
- Delouis, B. Vallée, M., Meghraoui, M., Calais, E., Maouche, S., Lammali, K., Mahasas, A., Briole, P., Benhamouda, F. & Yelles-Chaouche, A;K., 2004**, Slip distribution of the 2003 Boumerdes-Zemmouri earthquake, Algeria, from teleseismic, GPS, and Coastal uplift data, 2004, Geoph. Res. Lett., Vol., 31, L18607, doi:10.1029/2004GL020687.
- DurvilleJ.I., Menroud J.P. (1981)** « Phénomènes géomorphologiques induits par le séisme du 10 Octobre 1980 d’El- Asnam, Algérie .coparaison avec le séisme de compagnie, Italie.- Bull.Liais.P.et Ch., n°120, réf.2724.

- Durville J. L., Méneroud J. P. (1982)** « Phénomènes géomorphologiques induits par le séisme d'El-Asnam, Algérie », Bull. Liaison Labo. P. et Ch., N° 120, juillet-août, p. 13-23.
- Fernandez-Ibañez, F., Soto, J. I., Zoback, M. D. & Morales, J., (2007)**, Present-day stress field in the Gibraltar Arc (western Mediterranean), Jour. Geophys. Res., Vol. 112, B08404, doi: 10.1029/2006JB004683, 2007.
- Fernandez, R. M. S., Ambrosius, B. A. C. & Noomen, R., 2003**, The relative motion between Africa and Eurasia as derived from ITRF2000 and GPS data. Geo. Res. Lett., Vol. 30, No 16, 1828; doi:10.1029/2003GL017089.
- Ghavami K, Filho R, Barbosa P.** Behaviour of composite soil reinforced with natural fibers. Cement Concrete Compos 1999.
- Gosavi M, Patil A, Mittal S, Saran S.** Improvement of properties of black cotton soil subgrade through synthetic reinforcement. J Inst Eng (India) 2004.
- Gray, D.H., Ohashi, H., (1983)**, “Mechanics of fiber reinforcement in sand”, J. Geotech. Eng., ASCE 109 (3), 335-353
- Gray, H., Al-Refeai, T., (1986)**, “Behavior of fabric versus fiber reinforced sand”, J Geotech Eng ASCE, (112), 809–20.
- Hyodo M., Murata H., Yasufuku N. & Fujii T. (1991)**: «Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests», Soils and Foundations, vol. 31, N° 3, pp. 60-76.
- Henares, J., Lopez-Casado, C., Sanz de Galdeano, C., Delgado, J. & Palaez, J. A., 2003**, Stress field in the Iberian-Maghrebi region, Journal of Seismology, 7 , 65-78.
- Ishihara K. & Kosecki J. (1989)**: « Discussion on cyclic shear strength of fines containing sands », Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech., Rio de Janeiro, pp. 101-106.
- Ishihara K. & Okada S., (1978)**. Effects of stress history on cyclic behaviour of sands, Soils Found., 18(4), pp. 31-45.
- Ishihara K. & Takatsu H (1979)**: «Effects of oversurconsolidation and K<sub>0</sub> conditions the liquefaction characteristics of sands», Soils and Foundations, Tokyo, Japon, PP.59- 68.
- James M. (2009)**. The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Thèse de Ph.D, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Asskar Janalizadeh Choobbasti, Saman Soleimani Kutanaei & Moein Ghadakpour (2019)**. Shear behavior of fiber-reinforced sand composite, Arabian Journal of Geosciences, accepted, published online.
- Wiam Khebizi, Nouredine Della, Sidali Denine, Jean Canou & Jean-Claude Dupla (2019)**. Undrained behaviour of polypropylene fibre reinforced sandy soil under monotonic loading, Geomechanics and Geoengineering, Volume 14, Issue 1, pp. 30-40.

- Kramer, S. L. et Seed, H.B.(1988)** « Initiation of soil liquefaction under static loading condition». Journal of Geotechnical Engineering, 114(4) :412430
- Konrad, J. M.,(1990).** Minimum undrained strength of two sands. Journal of Geotechnical Engineerin 116(6),pp. 932-947.
- Khayra Merabet, Ismail Benessalah, Mohammed Chemmam, Ahmed Arab (2019).** Laboratory study of shear strength response of Chlef natural sand: Effect of saturation. Marine Georesources & Geotechnology, Accepted Online.
- Kumar A, Walia B, Mohan J.** Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay. Construct Build Mater.
- Kim T, Kim J, Lee G.** Mechanical behavior of lightweight soil reinforced with waste fishing net. Geotext Geomembr 200.
- Lade P.V. & Yamamuro J.A. (1997):** « Effects of nonplastic fines on static liquefaction sands», Canad. Geotech. Journal, Ottawa 34, pp. 918-928.
- Lee K.L.&Fitton J.A (1968):**«Factors effecting the dynamic strength of soil. Vibration affects on soil and foundation » ASTM, STP450, American society for testing and materials.
- Lee K.L& Seed H.B. (1967).** «Dynamic strength of anisotropically consolidated sand», soils mechanics and foundations ,divisions ,ASCE,vol.93,N°SM5,pp.117-147.
- Lade R.S. (1974):** «Specimen preparation and liquefaction of sands», Journal Geotechnical Engineering, vol. 100, GT 10, PP. 1180-1184.
- Meghachou, M., (1993)** « Stabilité des sables lâches : essais et modélisations » Thèse de doctorat Université Joseph Fourier – Grenoble.
- Martin G.R., Finn W.D.L. &Seed H.D. (1978)**« Effects of system compliance on liquefaction tests», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, NGT4,pp82-94.
- Mohkam M. (1983) :**« Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques», Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 231 p.
- Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. &Arulanadan K. (1977)**«Effects of sample preparation on sand liquefaction », J. Geotech. Div., vol. 103; n° GT2, pp. 91-108.
- McClusky, S., R. Reilinger, S. Mahmoud, D. Ben Sari, and T. A., 2003,** GPS constraints on Africa (Nubia) and Arabia plate motions, Geophys. J. Int., 155, 126-138.
- Meghraoui, M. & Doumaz, F., 1996,** Earthquake-induced flooding and paleoseismicity of the El Asnam (Algeria) fault-related fold, J. Geophys. Res. 101, 17617-17644.
- Meghraoui, M., Morel, J. L., Andrieux, J. & Dahmani, M.,1996,** tectonique plioquaternaire de la chaîne tell-rifaine et de la mer d'Alboran. Une zone complexe de convergence continentcontinent, Bull. Soc. Géol., 167, n° 1, pp. 141-157.

**Meghraoui M., Philip H., Aissaoui D., Andrieux S., Armijo R. (1981)** « les ruptures de surface du séisme d'El Asnam du 10 Octobre 1980 : leurs rapports avec les structures géotectonique». Journées Scientifiques sur le séisme d'Ech– Cheliff. O.N.R.S., Éd. Alger.

**Meghraoui M., 1988**, Géologie des zones sismiques du nord de l'Algérie. Paléosismologie, tectonique active et synthèse sismotectonique. Thèse de Doctorat d'Etat, Université de Paris Sud, 356 pp.

**McKenzie D ., (1972)** «Active tectonics of the Mediterranean region» .Geophys.J.R.astr.Soc .,30,P.109 -185.

**McNeilman, T. W. et Skaggs, R. L. (1988)**. In-place Properties of a Hydraulic Landfill. Proceedings of Hydraulic Fill Structures, Fort Collins CO, USA, SGP 21. New YorkASCE. pp. 255-273.

**Marandi M, Bagheripour H, Rahgozar R, Zare H.** Strength and ductility of randomly distributed palm fibers reinforced silty-sand soils. Am J Appl Sci 2008.

**Murray J, Frost D, Wang Y.** The behavior of sandy soil reinforced with discontinuous fiber inclusions. Trans Res Rec 2000.

**Mujah, D., Ahmad, F., Hazarika, H., and Safari, A., (2013)**, “Evaluation of the mechanical properties of recycled glass fibers-derived three dimensional geomaterial for ground improvement”, Journal of cleaner production, 52, 495-503.

**Maher, H., Gray, H., (1990)**, “Static response of sand reinforced with randomly distributed fibers”, J Geotech Eng ASCE, 116, 1661–77.

**Nawel Aouali, Ismail Benessalah, Ahmed Arab, Bassem Ali, Mohamed Abed (2019)**. Shear Strength Response of Fibre Reinforced Chlef (Algeria) Silty Sand: Laboratory Study, Geotechnical and Geological Engineering, Volum 37, Issue 2, pp. 1047-1057.

**Nocquet, J-M., Calais, E., 2004**, Geodetic measurements of crustal deformation in the Western Mediterranean and Europe. In: Nocquet J.-M, Calais E. (eds) Pure and Appl Geophys 161(3):661–668. DOI 10.1007/s00024-003-2468-z.

**Ouyed, M., Yielding, G., Hatzfeld, D. and King, G.C.P., 1983**, An Aftershock study of the El Asnam (Algeria) earthquake of 1980 October 10, Geophys. J. R. astr. Soc. 73, 605-639.

**Ouyed M. (1981)** « Le tremblement de terre d'El-Asnam du 10 octobre 1980: étude des répliques», Thèse de 3ème Cycle, Université de Grenoble.

**Pecker A. (1984):** « Dynamique des sols », Presses des Pont et Chaussées, Paris.

**Petrovski J., Milutinovic Z., Korchi M., Ameer B. et Aleksovski D. (1993)**. Influence of Local Soil Conditions on Modification of Ground Motions in the Region of El-Asnam.Actes du Vème Séminaire Maghrébin du Génie Parasismique. Alger, Volume 2, pp. 373-378.

**Prabakara J, Sridhar R.** Effect of random inclusion of sisal fiber on strength behavior of soil. Construct Build Mater 2002.

**Park S.** Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand. Geotext Geomembr 2009.

**Règlement parasismique algérien (1983)**, Ministère de l'urbanisme et de la construction, Alger.