

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: Structures

Présenté par:

BOUAZZA Imen

HACI Fatima Zohra

*Sujet du mémoire*

***Evaluation en laboratoire des performances  
mécaniques d'un sol sableux renforcé par  
des fibres de verre***

*Soutenu publiquement le 14/09/2020 devant le jury composé de:*

M. DJEBLI	Benyagoub	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. KERROUM	Nadir	Examineur
M. REBAHI	Abderezak	Examineur

***Promotion: 2019-2020***

# R *emerciement*

*Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la bonne voie.*

*Ainsi Nous remercions très chaleureusement notre encadreur Dr. M. KRIM Abdallah pour tous ses conseils et ses orientations pour la réalisation de ce travail.*

*Aux membres du jury qui ont bien voulu lire et évaluer le présent Mémoire*

*Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés et témoigner leur sympathie*



## Sommaire

ملخص.....	1
Résumé.....	2
Abstract.....	3
Liste des figures.....	4
Liste des tableaux.....	9
Liste des symboles.....	11
Introduction générale.....	15
<b>Chapitre 1: Différents paramètres influant sur le comportement des sols.....</b>	<b>18</b>
1.1. Introduction.....	19
1.2. Comportement a la liquéfaction statique des sables.....	19
1.3. Résistance à la liquéfaction.....	20
1.3.1. Courbe de résistance à la liquéfaction.....	20
1.3.2. Paramètres influant sur la résistance au cisaillement.....	21
1.3.2.1. Variation de densité relative.....	21
1.3.2.2. Présence de fines.....	23
1.3.2.3. Granulométrie.....	25
1.3.2.4. Plasticité.....	25
1.3.2.5. Surconsolidation.....	26
1.3.2.6. Confinement.....	28
1.3.2.7. Saturation.....	30
1.3.2.8. Pré-cisaillement.....	31
1.3.2.9. Effet des modes de déposition des échantillons.....	33
1.3.2.10. Coefficient des terres au repos.....	36
1.3. Conclusion.....	36
<b>Chapitre 2: Différentes méthodes de renforcement, traitement et d'amélioration des sols.....</b>	<b>37</b>
2.1. Introduction.....	38
2.2. Domaine et limites d'application des différentes techniques.....	38

2.3. Les méthodes d'amélioration des sols.....	39
2.3.1. Compactage par explosifs.....	39
2.3.2. Compactage dynamique.....	40
2.3.3. Vibrocompactage.....	41
2.3.4. Amélioration des conditions de drainage.....	41
2.3.5. Electro-osmose.....	42
2.4. Méthodes de traitement des sols.....	43
2.4.1. Déshydratation.....	43
2.4.2. Congélation.....	43
2.4.3. Traitement des sols par addition d'ajouts minéraux.....	44
2.4.3.1. Ciment.....	44
2.4.3.2. Chaux.....	45
2.4.3.3. Cendres volantes.....	46
2.4.3.4. Fumées de silice.....	46
2.5. Méthodes de renforcement des sols.....	48
2.5.1. Géosynthétiques.....	48
2.5.1.1. Fibres de polypropylène.....	49
2.5.2. Inclusions rigides verticales.....	51
2.5.2.1. Principe de la méthode.....	51
2.5.2.2. Différents types des inclusions.....	52
2.5.2.3. Nappes de renforcement.....	53
2.6. Conclusion.....	53
<b>Chapitre 3: Influence des ajouts sur le comportement des sols.....</b>	<b>55</b>
3.1. Introduction.....	56
3.2. Influence des ajouts sur le comportement d'un sol.....	56
3.2.1. Effet de fibre de polypropylène.....	56
3.2.1.1. Influence de la fibre sur les caractéristiques de cisaillement.....	56
3.2.1.2. Influence de la fibre sur l'indice CBR.....	59
3.2.1.3. Influence de la fibre sur la résistance à la compression.....	60
3.2.2. Effet du ciment.....	62
3.2.2.1. Influence du ciment sur les limites d'Atterberg.....	62
3.2.2.2. Influence du ciment sur les caractéristiques de cisaillement.....	63
3.2.2.3. Influence du ciment sur la résistance à la compression.....	65



3.2.3. Effet de la chaux.....	66
3.2.3.1. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg.....	66
3.2.2.2. Influence de la chaux sur les caractéristiques de cisaillement.....	67
3.2.3.3. Influence de la chaux sur la résistance à la compression.....	69
3.2.4. Effet des cendres volantes.....	70
3.2.4.1. Influence des cendres volantes sur les limites d'Atterberg.....	70
3.2.4.2. Influence des cendres volantes sur l'indice CBR.....	71
3.2.4.3. Influence des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement.....	72
3.3. Conclusion.....	73
<b>Chapitre 4: Dispositif expérimental et caractéristiques des matériaux utilisés.....</b>	<b>74</b>
4.1. Introduction.....	75
4.2. Caractéristiques physiques du sol utilisé.....	75
4.2.1. Analyse granulométrique.....	76
4.2.1.1. Définition.....	76
4.2.1.2. But de l'essai.....	77
4.2.1.3. Matériels utilisés.....	77
4.2.1.4. Appareillage.....	78
4.2.1.5. Préparation de l'échantillon.....	79
4.2.1.6. Conduite de l'essai.....	79
4.2.1.7. Expression des résultats.....	79
4.2.2. Essai au pycnomètre.....	79
4.2.2.1. But d'essai.....	79
4.2.2.2. Principe de l'essai.....	80
4.2.2.3. Appareillage.....	80
4.2.2.4. Exécution de l'essai.....	80
4.2.2.5. Masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ ) .....	81
4.2.2.6. Masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) .....	81
4.2.2.7. Indice des vides (e) .....	81
4.3. Dispositif expérimental.....	82
4.3.1. Objectif et exigences.....	82
4.3.2. Appareillage utilisé.....	82

4.3.3. Principe de fonctionnement.....	84
4.3.4. Remarque.....	84
4.3.5. Mode opératoire.....	84
4.3.6. Préparation de l'échantillon.....	84
4.3.7. Lecture.....	85
4.3.8. Fin de l'essai.....	85
4.3.9. Déroulement de l'essai.....	85
4.3.10. Expression des résultats.....	86
4.4. Conclusion.....	86
<b>Chapitre 5: Résultats des essais de cisaillement et discussions.....</b>	<b>87</b>
5.1. Introduction.....	88
5.2. Présentation et discussion des résultats.....	88
5.2.1. Essais effectués à l'état lâche ( $D_r = 20\%$ ).....	88
a. Sable non renforcé (0% de fibres de verre).....	88
5.2.2. Sable renforcé par des fibres de verre.....	89
a. Sable renforcé par 0.2% de fibres de verre.....	89
b. Sable renforcé par 0.4% de fibres de verre.....	90
c. Sable renforcé par 0.6% de fibres de verre.....	91
d. Sable renforcé par 0.8% de fibres de verre.....	91
5.2.3. Essais effectués à l'état dense ( $D_r = 80\%$ ).....	92
a. Sable non renforcé (0% de fibres de verre) .....	92
5.2.4. Sable renforcé par des fibres de verre.....	93
a. Sable renforcé par 0.2% de fibres de verre.....	93
b. Sable renforcé par 0.4% de fibres de verre.....	94
c. Sable renforcé par 0.6% de fibres de verre.....	95
d. Sable renforcé par 0.8% de fibres de verre.....	95
5.3. Effet des fibres de verre.....	96

5.3.1. Effet des fibres de verre à l'état lâche ( $D_r = 20\%$ ).....	96
5.3.2. Effet des fibres de verre à l'état dense ( $D_r = 80\%$ ).....	97
5.3.3. Effet des fibres de verre sur la résistance maximale.....	100
5.3.4. Influence de la densité relative sur la résistance maximale des deux mélanges.....	101
5.3.5. Effet des fibres de verre sur les caractéristiques mécaniques.....	103
5.3.5.1. Variation de l'angle de frottement interne $\phi$ .....	103
5.3.5.2. Variation de la cohésion $c$ .....	104
5.4. Conclusion.....	104
<b>Conclusion générale et perspectives.....</b>	<b>106</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>108</b>

## المخلص

يقدم هذا العمل دراسة مخبرية لتأثير إضافة الألياف الزجاجية على السلوك الميكانيكي لرمال الوادي (رمل الشلف). تم إجراء سلسلة من اختبارات القص المباشر على خليط من الألياف الزجاجية تتراوح بين 0 و 0.2 و 0.4 و 0.6 و 0.8%. وقد أجريت الاختبارات على عينات رملية فضفاضة ( $Dr = 20\%$ ) وكثيفة ( $Dr = 80\%$ ) ، تحت ضغوط عادية من 100 و 200 و 300 كيلو باسكال. تظهر نتائج الاختبارات أن إضافة الألياف الزجاجية لها تأثير كبير على قوة القص لمزيج الألياف الزجاجية الرملية، في الواقع، تزداد هذه المقاومة مع زيادة النسبة المئوية للألياف والضغط الطبيعي. تطبق حتى عتبة 0.6%. وراء هذه العتبة، هناك انخفاض في هذه المقاومة. تنخفض زاوية الاحتكاك الداخلي المعبأ ويزداد التماسك بشكل ملحوظ مع زيادة النسبة المئوية للألياف. تعد زاوية الاحتكاك والتماسك أكثر أهمية للكثافة العالية من الكثافة السائبة.

**الكلمات المفتاحية:** التربة، القص، الاختبار، الألياف الزجاجية ، التماسك، الاحتكاك.

## **Résumé**

Ce travail présente une étude en laboratoire de l'influence de l'ajout des fibres de verre sur le comportement mécanique d'un sable d'oued (sable de Chlef). Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur un mélange sable-fibres de verre variant de 0, 0.2, 0.4, 0.6 et 0.8%. Les essais ont été réalisés sur des échantillons de sable lâches ( $D_r = 20\%$ ) et denses ( $D_r = 80\%$ ), sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa. Les résultats des essais montrent que l'ajout des fibres de verre influence d'une manière considérable sur la résistance au cisaillement du mélange sable-fibres de verre, en effet, cette résistance augmente avec l'augmentation du pourcentage de fibres et la contrainte normale appliquée jusqu'à un seuil de 0.6%. Au-delà de ce seuil, on note une diminution de cette résistance. L'angle de frottement interne mobilisé diminue et la cohésion augmente d'une manière significative avec l'augmentation du pourcentage de fibres. L'angle de frottement et la cohésion sont plus importants pour la densité forte que la densité lâche.

**Mots-clés:** Sol, Cisaillement, Essai, Fibres de verre, Cohésion, Frottement

## **Abstract**

This work presents a laboratory study of the influence of glass fibers content on the mechanical behaviour of river sand (Chlef sand). A series of direct shear tests was carried out on a sand-fibers content ranging from 0, 0.2, 0.4, 0.6 and 0.8%. The tests were carried out on loose sand samples (RD = 20%) and dense (RD = 80%), under a normal stress of 100, 200 and 300 kPa. The tests results show that the addition of fibers content has a considerable influence on the shear strength of the sand-fibers mixtures; however this resistance increases with the increase in the percentage of fibers content and the applied normal stress. The mobilized internal friction angle decreases and the cohesion increases significantly with the increase in the percentage of fibers. The friction angle and the cohesion are very important for the high relative density than the loose one.

**Key words:** Sand, behaviour, shear, glass fibers, mechanical characteristics.

*Liste des figures*

## Liste des figures

### Chapitre 1

<b>Figure 1.1:</b> Essai de liquéfaction statique.....	20
<b>Figure 1.2:</b> Courbe de résistance à la liquéfaction pour différents sables.....	21
<b>Figure 1.3:</b> Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction.....	22
<b>Figure 1.4:</b> Influence de la densité relative sur la réponse non drainée du sable.....	22
<b>Figure 1.5:</b> Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable d'Oued Rass.....	23
<b>Figure 1.6:</b> Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange Sable-limon.....	24
<b>Figure 1.7:</b> Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction ( $D_r = 50\%$ ).....	24
<b>Figure 1.8:</b> Fuseau granulométrique des sables liquéfiables.....	25
<b>Figure 1.9:</b> Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction.....	26
<b>Figure 1.10:</b> Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction.....	26
<b>Figure 1.11:</b> Influence de la surconsolidation sur la liquéfaction d'un sable argileux.....	27
<b>Figure 1.12:</b> Réponse drainée du sable propre d'Oued Chlef (Confinement =100kPa, $e = 0.694$ ).....	28
<b>Figure 1.13:</b> Réponse drainée mélange à 40% fines (Confinement =100kPa, $e = 0.605$ ).....	28
<b>Figure 1.14:</b> Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables.....	29
<b>Figure 1.15:</b> Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction.....	29
<b>Figure 1.16:</b> Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique.....	30
<b>Figure 1.17:</b> Influence du coefficient de Skempton B (Degré de saturation) sur la résistance cyclique.....	31
<b>Figure 1.18:</b> Influence du précisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction.....	32
<b>Figure 1.19 :</b> Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable.....	33
<b>Figure 1.20:</b> Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal.....	34
<b>Figure 1.21:</b> Influence de la méthode de déposition sur le déviateur au pic.....	34
<b>Figure 1.22:</b> Influence de la méthode de déposition des échantillons sur la résistance	



résiduelle.....	35
<b>Figure 1.23:</b> Influence du rapport $K_0$ sur la résistance à la liquéfaction des sols.....	36

## Chapitre 2

<b>Figure 2.1:</b> Limites et domaine de validité des techniques d'amélioration des sols.....	39
<b>Figure 2.2:</b> Atelier de compactage dynamique et impacts de la masse (Document Keller).....	40
<b>Figure 2.3:</b> Etapes du vibrocompactage des sables et graviers (Document Keller).....	41
<b>Figure 2.4:</b> Installation des drains.....	42
<b>Figure 2.5:</b> Eléctro-osmose.....	43
<b>Figure 2.6:</b> Traitement par congélation à Nice d'une zone sous chaussée traversée en tunnel et à Vienne sous bâtiment pour tunnel de métro.....	44
<b>Figure 2.8:</b> Chantier de traitement du sol au ciment.....	45
<b>Figure 2.7:</b> Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage en ciment à différentes durées de cure.....	45
<b>Figure 2.9:</b> Chantier de traitement d'un sol à la chaux.....	46
<b>Figure 2.10:</b> Evolution des $R_c$ de boues de clapage: Mélange de ciment et de Fumées de silice (CSF).....	47
<b>Figure 2.11:</b> Evolution de $R_c$ de boues de clapage selon différents dosages en fumées de silice: 0, 5, 10 et 20%.....	47
<b>Figure 2.12:</b> Variation du gonflement en fonction du temps ( $f = 0.25\%$ ).....	49
<b>Figure 2.13:</b> Les types de polypropylène.....	50
<b>Figure 2.14:</b> Principe de la méthode.....	52
<b>Figure 2.15:</b> Différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge.....	53

## Chapitre 3

<b>Figure 3.1:</b> Courbes contrainte-déplacement pour un sol renforcé par des fibres à partir des essais de cisaillement direct ( $l/d = 100$ ).....	57
<b>Figure 3.2:</b> Variation de la contrainte de cisaillement avec déplacement horizontal pour limon sableux renforcé et non renforcé obtenu à partir de tests de CU à une contrainte normale de: a. 50kPa, b. 100kPa, c. 200 kPa.....	59
<b>Figure 3.3:</b> Valeurs de CBR pour sol renforcées à différentes teneurs en fibres.....	60
<b>Figure 3.4:</b> Effet de la teneur en fibres sur la résistance à la compression non confiné.....	61

<b>Figure 3.5:</b> Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (7 Jours).....	61
<b>Figure 3.6:</b> Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (14 jours).....	62
<b>Figure 3.7:</b> Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (28 jours).....	62
<b>Figure 3.8:</b> Variation de la limite de liquidité et de plasticité en fonction du pourcentage de ciment.....	63
<b>Figure 3.9:</b> Variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de ciment.....	63
<b>Figure 3.10:</b> Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement.....	64
<b>Figure 3.11:</b> Variation de la cohésion non drainée eu fonction de la période de cure.....	64
<b>Figure 3.12:</b> Relation entre les paramètres de résistance au cisaillement et la teneur en fibres.....	65
<b>Figure 3.13:</b> Evolution de la résistance à la compression en fonction du dosage de ciment pour les différents périodes de cure.....	66
<b>Figure 3.14:</b> Effets de la chaux sur les limites de consistance.....	67
<b>Figure 3.15:</b> Variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale du sol gris pour différentes périodes de cure.....	68
<b>Figure 3.16:</b> Variation des paramètres de cisaillement du sol gris avec la durée de cure.....	69
<b>Figure 3.17:</b> Variation de la résistance à la compression en fonction de la durée de cure et le pourcentage en chaux additionné.....	70
<b>Figure 3.18:</b> Variation des limites d'Atterberg pour les mélanges à $t = 0$ .....	71
<b>Figure 3.19:</b> Variation des caractéristiques de cisaillement.....	72
<b>Figure 3.20:</b> Variation des paramètres de résistance au cisaillement.....	73

## **Chapitre 4**

<b>Figure 4.1:</b> Sable naturel d'Oued Chlef.....	75
<b>Figure 4.2:</b> Vue des fibres de verre.....	76
<b>Figure 4.3:</b> Préparation des échantillons secs (sable + fibres de verre).....	76
<b>Figure 4.3:</b> Matériel utilisé dans l'analyse granulométrique.....	77
<b>Figure 4.4:</b> Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique.....	78
<b>Figure 4.5:</b> Courbe granulométrique du sable de Chlef.....	79

**Figure 4.6:** Essai au pycnomètre.....80  
**Figure 4.7:** Boite de cisaillement utilisée.....83  
**Figure 4.8:** Schéma du dispositif.....83

**Chapitre 5**

**Figure 5.1:** Comportement du sable de Chlef non renforcé à l'état lâche.....89  
**Figure 5.2:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.2% de fibres à l'état lâche.....90  
**Figure 5.3:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.4% de fibres à l'état lâche.....90  
**Figure 5.4:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.6% de fibres à l'état lâche.....91  
**Figure 5.5:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.8% de fibres à l'état lâche.....92  
**Figure 5.6:** Comportement du sable de Chlef non renforcé à l'état dense.....93  
**Figure 5.7:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.2% de fibres à l'état dense.....94  
**Figure 5.8:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.4% de fibres à l'état dense.....94  
**Figure 5.9:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.6% de fibres à l'état dense.....95  
**Figure 5.10:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.8% de fibres à l'état dense.....96  
**Figure 5.11:** Effet du pourcentage de fibres de verre sur le comportement des échantillons lâches.....97  
**Figure 5.12:** Effet du pourcentage des fibres de verre sur comportement des échantillons denses.....98  
  
**Figure 5.13:** Effet du pourcentage des ajouts: Droites de Coulomb de type ( $\tau = \sigma_n \operatorname{tg}\phi + c$ ) pour des échantillons lâches.....99  
**Figure 5.14:** Effet du pourcentage des ajouts: Droites de Coulomb de type ( $\tau = \sigma_n \operatorname{tg}\phi + c$ ) pour des échantillons denses.....100  
**Figure 5.15:** Variation de la résistance maximale en fonction de la teneur en fibres de verre: (a) Etat lâche ( $D_r = 20\%$ ), (b) Etat dense ( $D_r = 80\%$ ).....101  
**Figure 5.16:** Effet de la teneur en fibres de verre: Droites de Coulomb de type ( $\tau = \sigma_n \operatorname{tg}\phi + c$ ) pour des échantillons lâches et denses.....102  
**Figure 5.17:** Variation de l'angle de frottement ( $\phi$ ) en fonction de la teneur en fibres de verre.....103  
**Figure 5.18:** Variation de la cohésion ( $c$ ) en fonction de la teneur en fibres de verre.....104

*Liste des tableaux*

## Liste des tableaux

### Chapitre 3:

<b>Tableau 3.1:</b> Paramètres de cisaillement renforcé de fibres obtenues à partir du sol essai de cisaillement direct ( $l/d = 100$ ).....	58
<b>Tableau 3.2:</b> Paramètres de résistance au cisaillement de pointe et de résistance au cisaillement des échantillons de sable de limon renforcée et non renforcés basées sur des tests CU.....	58
<b>Tableau 3.3:</b> Effet du ciment sur la résistance à la compression à l'état sec et après immersion.....	65
<b>Tableau 3.4:</b> Limites de consistances mesurées en présence de la chaux.....	67
<b>Tableau 3.5:</b> Détail de cendre volante-sol-mélanges de fibre pour les essais réalisés.....	72

### Chapitre 4:

<b>Tableau 4.1:</b> Matériels utilisées dans l'analyse granulométrique.....	78
<b>Tableau 4.2:</b> Caractéristiques physiques du sable de Chlef.....	81
<b>Tableau 4.3:</b> Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de verre.....	82

### Chapitre 5:

<b>Tableau 5.1:</b> Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (1).....	99
<b>Tableau 5.2:</b> Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (2).....	101
<b>Tableau 5.3:</b> Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (3).....	103
<b>Tableau 5.4:</b> Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (4).....	104

*Liste des symboles*

## Liste des symboles

$\sigma_{\text{cap}}$ : Tension de surface

$r_{\text{cap}}$ : Rayon capillaire

$\theta_{\text{cap}}$ : Angle de contact liquide/fluide

$\gamma$ : Poids volumique du fluide

$p$  : Poids du sol sec

$w_L$ : Limite de liquidité

$I_p$ : Indice de plasticité

$M_h$ : Masse du sol humide

$M_s$ : Masse du sol sec

$M_w$ : Masse de l'eau

$C_c$ : Indice de compression du sol

$C_s$ : Indice de gonflement du sol

$\sigma_p$ : Contrainte de pré consolidation

$E_{\text{œd}}$ : Module œdométrique

$c_v$ : Coefficient de consolidation

$k$ : Coefficient de perméabilité

$e$ : Indice des vides

$\sigma_{vo}$ : Contrainte due au poids des terres

$E$ : Module d'Young

$\nu$ : Coefficient de poisson

$f_T$ : Facteur de correction due à la température

$e_i$ : Indice des vides initial

$e_{\text{max}}$ : Indice des vides maximal

$e_{\text{min}}$ : Indice des vides minimal

- p**: Pression due à la charge C
- P<sub>s</sub>**: Poids du sol sec
- V<sub>s</sub>**: Volume des grains solides
- N**: Effort normal appliquée
- T**: Effort tangentiel appliqué
- v**: Vitesse de cisaillement
- w<sub>opt</sub>**: Teneur en eau optimale
- w<sub>nat</sub>**: Teneur en eau naturelle
- C<sub>u</sub>**: Coefficient d'uniformité
- C<sub>C</sub>**: Coefficient de courbure
- γ<sub>d</sub>**: Poids volumique sec
- γ<sub>dmax</sub>**: Poids volumique sec maximal
- γ<sub>dmin</sub>**: Poids volumique sec minimal
- γ<sub>h</sub>**: Poids volumique humide
- γ<sub>s</sub>**: Poids volumique des grains solides
- γ<sub>w</sub>**: Poids volumique de l'eau
- φ**: Angle de frottement interne
- c**: Cohésion
- τ**: Contrainte de cisaillement
- τ<sub>max</sub>**: Contrainte de cisaillement maximale
- τ<sub>rupt</sub>**: Contrainte tangentielle à la rupture
- σ<sub>rupt</sub>**: Contrainte normale à la rupture
- σ<sub>n</sub>**: Contrainte normale
- D<sub>r</sub>**: Densité relative
- ΔH**: Déplacement horizontal
- H**: Hauteur ou épaisseur de l'échantillon



**D<sub>10</sub>**: Diamètre efficace (Diamètre correspondant à 10% du tamisât cumulé)

**D<sub>30</sub>**: Diamètre correspondant à 30% du tamisât cumulé

**D<sub>50</sub>**: Diamètre moyen (Diamètre correspondant à 50% du tamisât cumulé)

**D<sub>60</sub>**: Diamètre correspondant à 60% du tamisât cumulé

**D**: Diamètre des grains

**A<sub>c</sub>**: Aire corrigée de l'échantillon

**F<sub>v</sub>**: Fraction ou teneur en fibres de verre

*Introduction générale*

## **Introduction générale**

Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement. L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet en outre, de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages; par exemple, les murs de soutènement, les pentes, les talus naturels ou artificiels, etc.

La structure des sols grenus met en oeuvre des forces inter granulaires relativement petites. En revanche, les forces inter granulaires des fines plastiques sont relativement grandes (Mitchell, 1993). Les sables limoneux peuvent être considérés comme une matrice se composant de deux sub-matrices: l'une à gros grains constituée des particules de sable et d'autre à grains fins à composition de fines (Thevanayagan, 1998). Il est actuellement communément admis que le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leur état initial, en termes d'indice de densité et d'état de consolidation. Les données recueillies après les différents séismes indiquent que les dégâts occasionnés par la liquéfaction se sont produits dans des sites contenant des sables limoneux et des limons sableux (Ishihara et al. 1980; Seed et Harder, 1990), en particulier un autre type de structure de sol observé dans un sable limoneux est la structure métastable. A faible teneur en fines, la présence de particules limoneuses peut créer une grande instabilité et compressibilité de la structure (Lade et Yamamuro, 1997). Dans une structure métastable, les vides entre les grosses particules sont inoccupés, les fines occupent juste les points de contact entre les grains durant l'effondrement de la structure du sol. La présence des fines dans les sols a pris une part grandissante dans les études du comportement mécanique de ces sols. Les résultats des études sont controversés quant à la présence de ces fines. Des études dans plusieurs laboratoires ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Chang et al. 1982; Amini et Qi 2000). D'autres ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines puis qu'elle réaugmente avec l'augmentation de cette teneur (Koester, 1994; Bouferra et Shahrour, 2003).

A partir d'essais de compression monotone réalisés par Lade et Yamamuro (1997) à l'appareil triaxial sur un mélange sable - limon de densité moyenne, Yamamuro et Convert (2001) concluent que la présence d'une petite quantité de fines semble conduire à un comportement contractant seulement durant le cisaillement initial. Par la suite, le caractère dilatant du squelette formé par les particules de sable est mobilisé et la résistance augmente.

Ceci est conforme aux résultats de Polito et Martin (2001), pour qui les sols avec une matrice de limon prédominante ont une résistance à la liquéfaction plus faible que celle des sols avec une matrice de sable prédominante pour la même densité relative. Dans ce contexte, nous envisageons d'étudier le comportement mécanique de deux mélanges sable-limon dans lequel la matrice sableuse est maintenue comme un paramètre constant sur toute la gamme de teneurs des fines. A la lumière des développements expérimentaux publiés dans ce domaine, ce travail a été préparé et structuré en cinq chapitres:

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les principaux traits du comportement rhéologique des sols granulaires et les différents paramètres influents sur le comportement d'un sol;

Le deuxième chapitre comporte les différentes méthodes de renforcement, traitement et d'amélioration des sols;

Dans le troisième chapitre, on présente un passage sur l'influence des ajouts sur le comportement d'un sol

Le quatrième chapitre comporte le dispositif expérimental et les caractéristiques du sol utilisé ainsi que celle des fibres de verre utilisées;

Le cinquième chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais de cisaillement sur le mélange (sable-fibres de verre). On discute aussi de l'influence de quelques paramètres sur le comportement de sol étudié.

***Chapitre 1:***  
***Différents paramètres influant sur le comportement des sols***

## 1.1. Introduction

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.

La liquéfaction statique est un phénomène observé notamment dans les sables lâches. Il correspond à une perte importante et rapide de la résistance au cisaillement du matériau, lors de l'application d'un chargement rapide sur un milieu granulaire saturé et généralement lâche.

Il se manifeste par une augmentation de la surpression interstitielle qui provoque une diminution des contraintes effectives. On dit que le matériau s'effondre, dans le cas extrême, la surpression atteint la valeur de la pression de consolidation initiale. Le matériau se comporte alors comme un liquide, on dit qu'il se liquéfie, c'est le phénomène de liquéfaction totale.

La résistance au cisaillement d'un échantillon, dépend principalement de plusieurs paramètres. Parmi les principaux paramètres on peut citer, densité relative, le degré de saturation, confinement, granulométrie, présence des fines.

## 1.2. Comportement a la liquéfaction statique des sables

La liquéfaction statique est un phénomène observé notamment dans les sables lâches. Il correspond à une perte importante et rapide de la résistance au cisaillement du matériau, lors de l'application d'un chargement rapide sur un milieu granulaire saturé et généralement lâche.

Il se manifeste par une augmentation de la surpression interstitielle qui provoque une diminution des contraintes effectives. On dit que le matériau s'effondre, dans le cas extrême, la surpression atteint la valeur de la pression de consolidation initiale. Le matériau se comporte alors comme un liquide, on dit qu'il se liquéfie, c'est le phénomène de liquéfaction totale. La liquéfaction n'est pas nécessairement associée à l'annulation de la pression moyenne effective. Castro (1975), Castro et Poulos (1977) définissent la liquéfaction comme phénomène dans lequel un sable perd une partie de sa résistance au cisaillement sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique.

Ce phénomène a provoqué plusieurs glissements de terrain comme:

- Le glissement de l'aéroport de Nice (Octobre 1977) (Seed et al. 1988);
- Le glissement d'un massif de sable destiné à recevoir des plates-formes dans la mer canadienne de Beaufort (1982 et 1983) (Sladen et al. 1985b et 1987; Been et al. 1987; Konrad, 1991; et Lade, 1993).

La figure 1.1 illustre le résultat typique d'un essai de liquéfaction statique monotone, obtenu par Canou et al. (1994) sur le sable d'Hostun Rf. Le plus souvent, la liquéfaction est induite par le chargement cyclique résultant des séismes ou de la houle (Niigata 1964, San Fernando 1971, Kobé 1995).

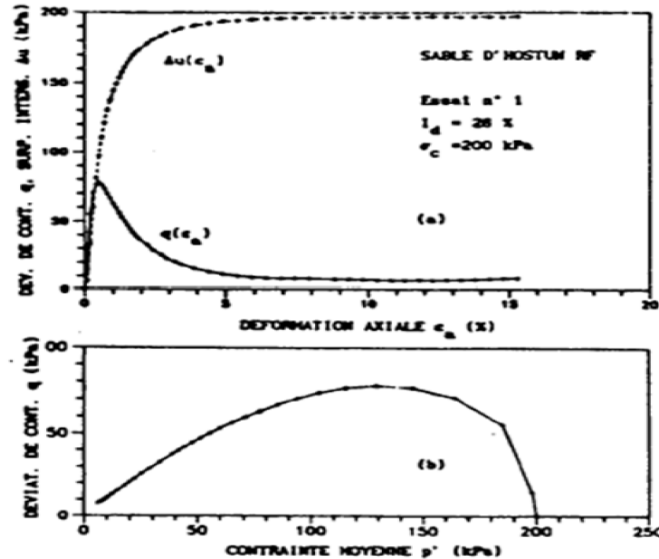


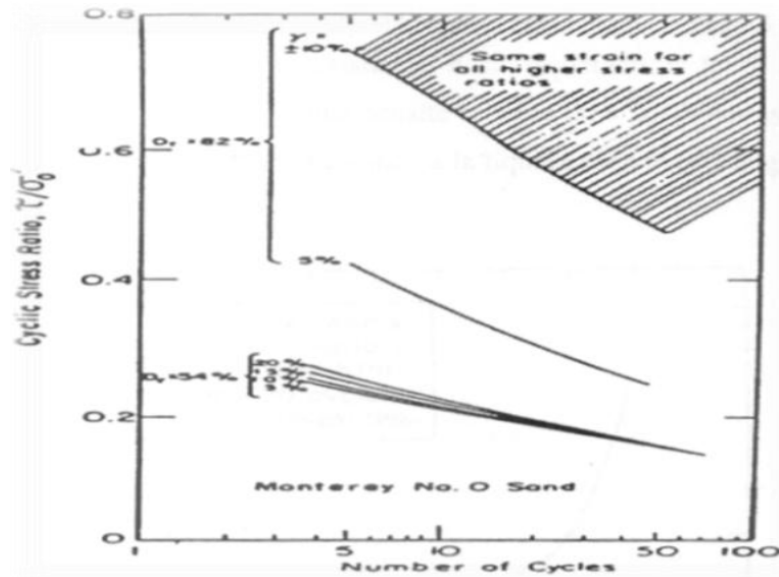
Figure 1.1: Essai de liquéfaction statique (Canou et al.1994).

### 1.3. Résistance à la liquéfaction

#### 1.3.1. Courbe de résistance à la liquéfaction

Le potentiel de liquéfaction est défini par l'amplitude de la contrainte cyclique de cisaillement  $\tau_{cyc}$  conduisant pour un nombre de cycles donné à la liquéfaction totale pour un sable lâche où à une déformation donnée pour un sable dense. Pour caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol, on reporte dans le plan ( $\tau_{cyc}/\sigma_c$ , nombre de cycles) les points correspondants à différentes amplitudes de déformations (5%, 10%, 20%).

Le lieu de ces points pour une déformation donnée est appelé "Courbe de résistance à la liquéfaction". Pour une amplitude de chargement, cette courbe donne le nombre de cycles nécessaire à la génération des grandes déformations. La figure 1.2 représente l'allure de ces courbes pour différentes valeurs de la densité relative (Seed, 1979). On constate que le nombre de cycle augmente sensiblement lorsque l'amplitude des cycles diminue. On observe également que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la densité relative du sable.



**Figure 1.2:** Courbe de résistance à la liquéfaction pour différents sables (Seed, 1979).

### 1.3.2. Paramètres influant sur la résistance au cisaillement

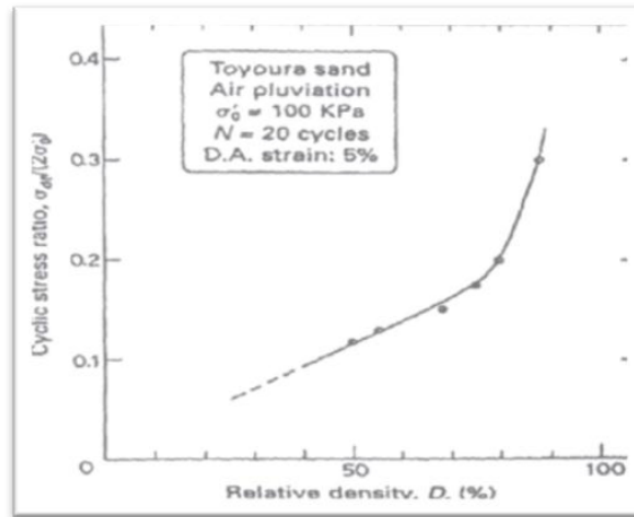
De nombreux facteurs peuvent avoir une influence sur la résistance au cisaillement de sols, qu'ils soient de nature physique ou plus globalement liés à l'environnement. Parmi les principaux paramètres, on peut citer entre autre, la densité relative, le confinement, la granulométrie, la présence des fines, le degré de saturation, Structure du sol...etc.

#### 1.3.2.1. Variation de densité relative

La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. La figure 1.3 donne les résultats obtenus par Tatsuoka et al (1986b) sur le sable de Toyoura. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative  $D_r = 70\%$ . Après cette valeur, on remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative.

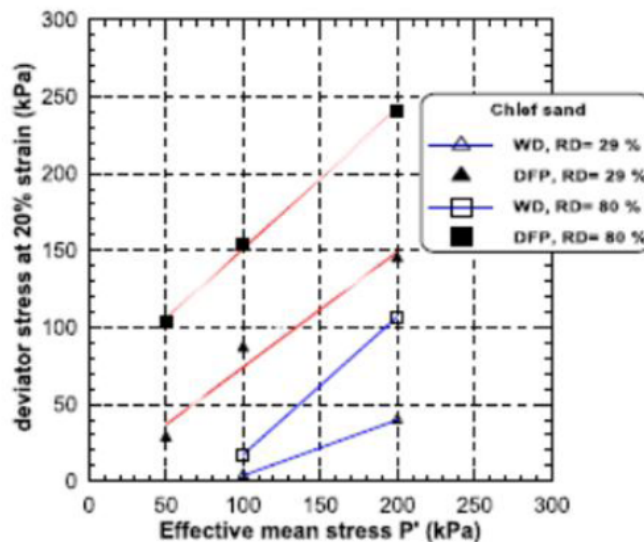
De plus, plusieurs auteurs ont confirmé ces constatations, Kramer et Seed (1988), Konrad (1990), Verdugo (1992), Meghachou (1993), Benahmed (2001) et Krim et al (2012, 2013) ont observé une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la densité relative.





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

Della et al. (2011) 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, ont trouvé 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).

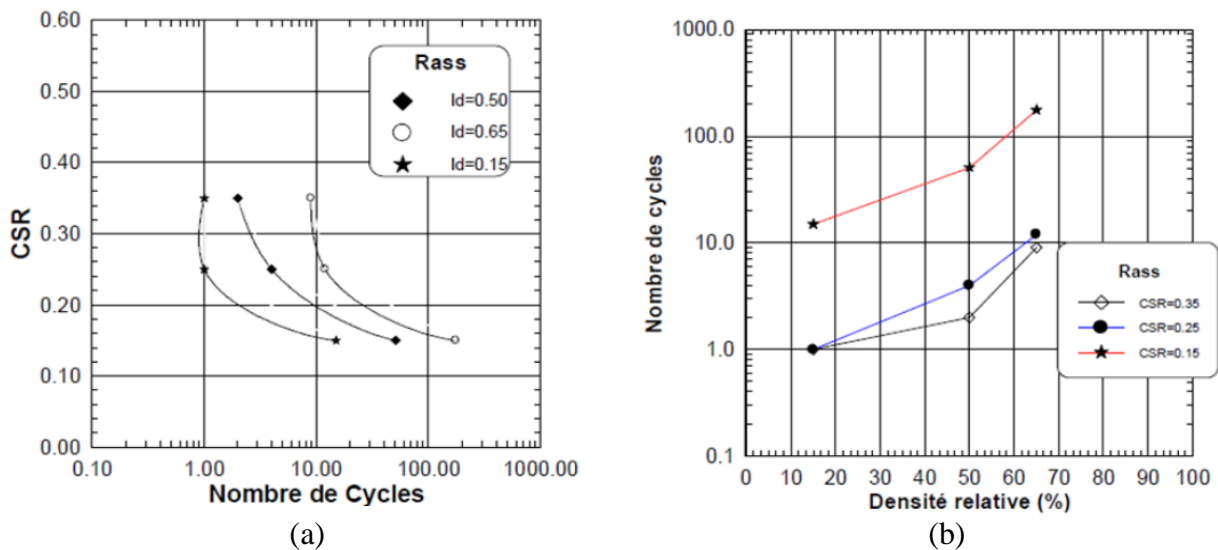


**Figure 1.4:** Influence de la densité relative sur la réponse non drainée du sable (Della et al., 2011 ).

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.



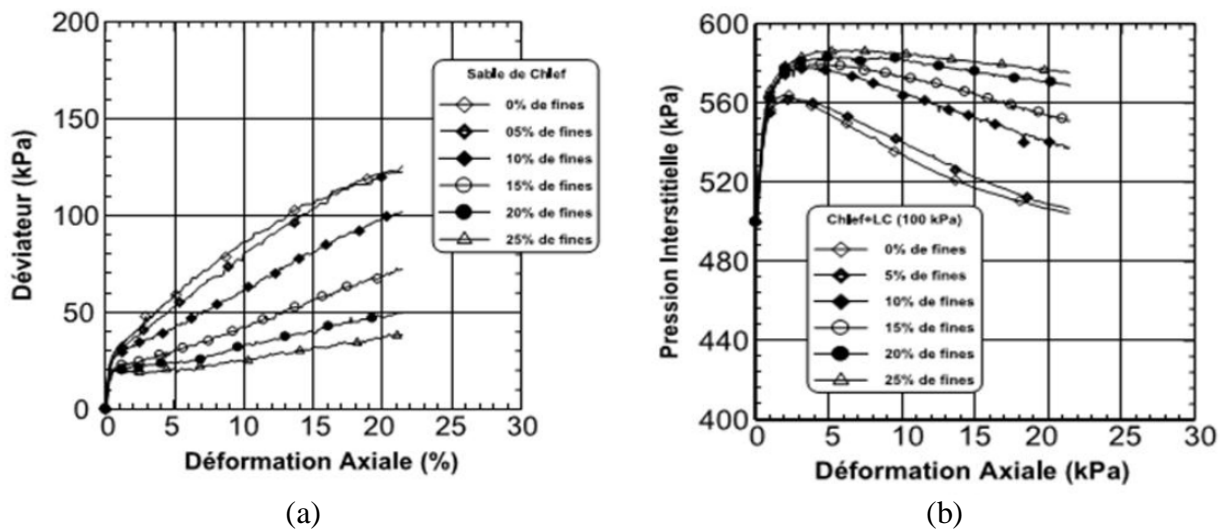
**Figure 1.5:** Influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable d'Oued Rass (Arab et al. 2010).

(a) Courbe de potentiel de liquéfaction, (b) Résistance à la liquéfaction.

### 1.3.2.2. Présence de fines

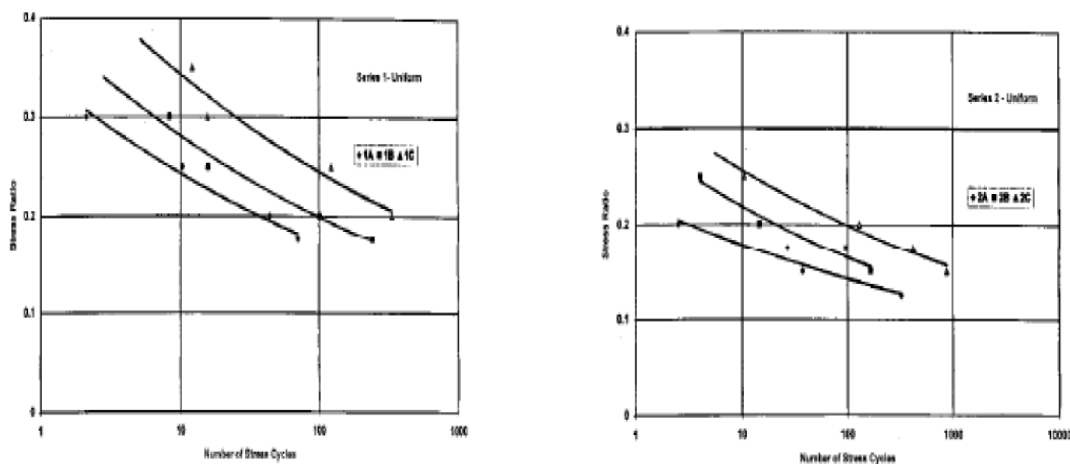
Des études en laboratoire ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Amini et Qi 2000, Seed et al. 1985), tandis que d'autres résultats montrent qu'elle diminue la résistance à la liquéfaction des sables (Chien et al. 2002, Xenaki et al. 2003, Rahman et al. 2014). D'autres ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines puis elle réaugmente avec l'augmentation de cette teneur (Polito et al. 2001, Wang 2010, ChoySoon Tana et al. 2015).

Les essais non drainés réalisés par Arab (2009) sur un mélange du sable de Chlef (Algérie) et du limon de l'oued de Chlef pour différentes valeurs de fraction des fines (entre 0 et 50%) à une pression de confinement initial de 100kPa. La figure 1.6 montre que l'augmentation de la fraction des fines conduit à une augmentation de la pression d'eau et par conséquent à une réduction de la résistance du mélange au déviateur comme l'illustre la figure 1.6a.



**Figure 1.6:** Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange Sable-limon (Arab, 2009).

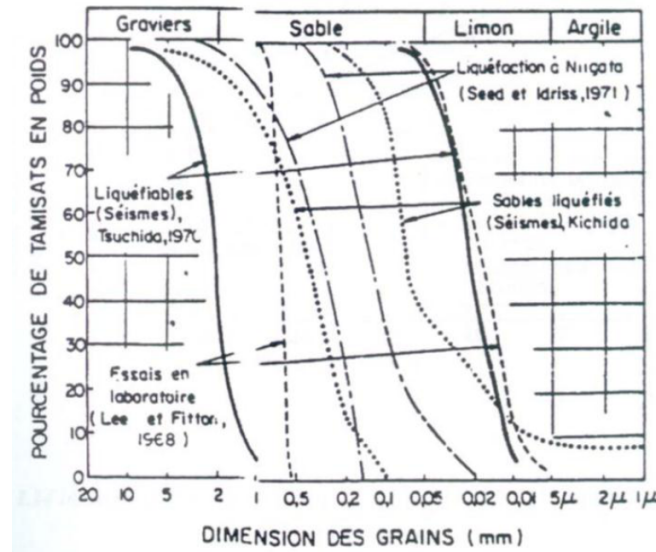
Amini et Sama (1999) ont étudié le comportement stratifié d'une composition de sable, argile et gravier. Le but de cette recherche était de comparer le comportement stratifié et homogène argile-sable-gravier durant un séisme. Les teneurs considérées sont dans une gamme de 0-50% (1B et 2B = 25%, 1C et 2C = 50%) pour les fines (limon) et 10-30% (1A = 30%, 2A = 10%) pour les graves. Ces résultats sont reportés dans la figure 1.7. On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la teneur en éléments fins. On remarque aussi sur la 1<sup>ère</sup> série que le changement de la teneur de 25 à 50% a causé une augmentation de 23% dans le rapport de contrainte causant la liquéfaction au bout de 10 cycles; pour la 2<sup>ème</sup> série, il a causé une augmentation de 16%.



**Figure 1.7:** Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction ( $D_r = 50\%$ ) (Amini et Sama, 1999).

### 1.3.2.3. 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 1.8 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.

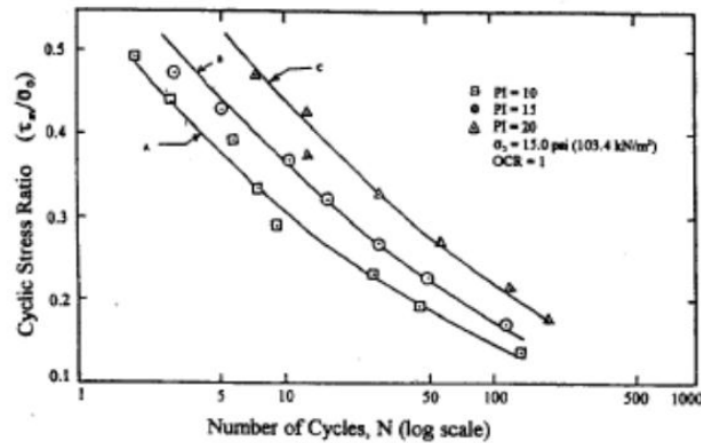


**Figure 1.8:** Fuseau granulométrique des sables liquéfiables (Pecker, 1984).

### 1.3.2.4. Plasticité

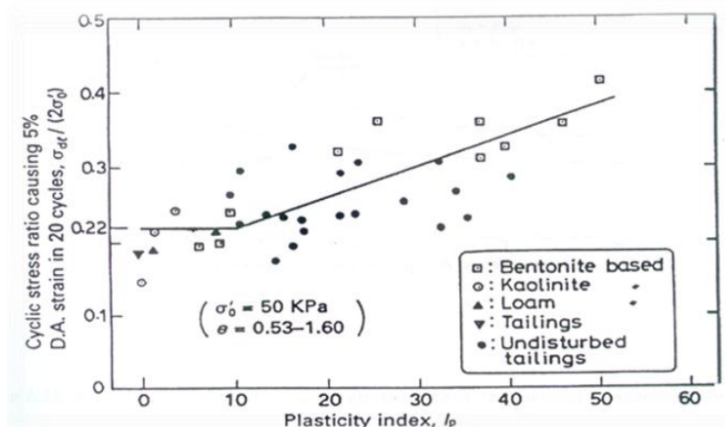
L'influence de la plasticité peut être évaluée à l'aide des limites d'Atterberg qui permettent de définir l'indice de plasticité ( $I_p = W_L - W_P$ ) associée à la gamme des teneurs en eau à l'intérieur de laquelle le sol se comporte en matériau plastique. Les sols présentant un indice de plasticité  $I_p$  modéré à élevé ne sont pas sujets à la liquéfaction bien qu'ils puissent subir un ramollissement cyclique (Kramer, 1996). La résistance à la liquéfaction augmenterait avec la valeur de l'indice de plasticité.

Puri (1984, 1990) a réalisé des essais triaxiaux sur des échantillons remaniés de limon et mélange argile-limon avec un indice de plasticité variant de 10 à 20% (figure 1.9). La principale conclusion de cette étude est que la résistance du mélange dans le domaine 10-20% augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité.



**Figure 1.9:** Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri, 1984).

Ishihara 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 1.10. 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.

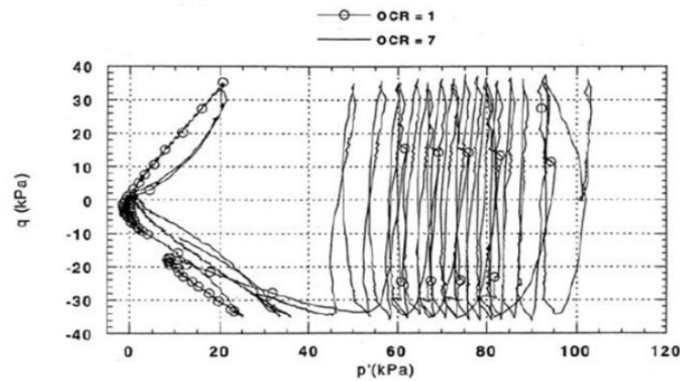


**Figure 1.10:** Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et Kosecki, 1989).

### 1.3.2.5. Surconsolidation

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Seed et al. 1975; Seed et Peacock, 1971). Bouferra a étudié l'influence de la surconsolidation sur la résistance cyclique d'un mélange sable-argile avec 15% d'argile. Il a noté que la résistance à la liquéfaction augmente considérablement après la surconsolidation. Pour un rapport de surconsolidation de 7, la liquéfaction est atteinte au 17<sup>ème</sup> cycle alors qu'elle est atteinte au bout de six (06) cycles pour un échantillon normalement consolidé

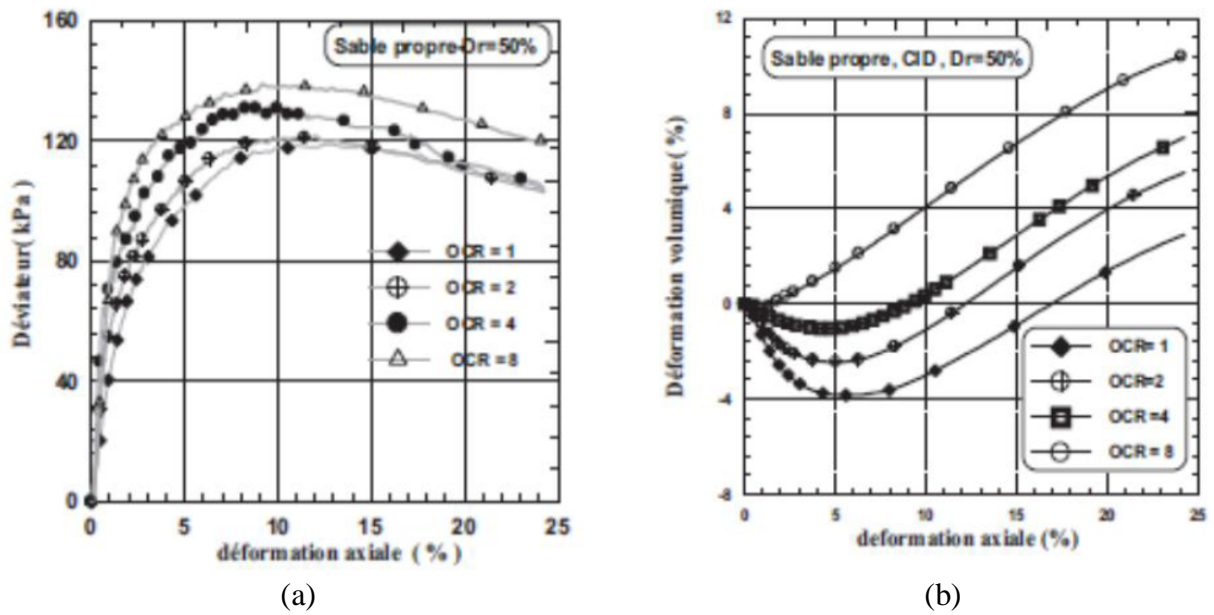
(figure 1.11). Une diminution de la tendance à la contractance a été observée, ce qui a induit une réduction du taux de développement de la pression interstitielle.



**Figure 1.11:** Influence de la surconsolidation sur la liquéfaction d'un sable argileux (Bouferra, 2001).

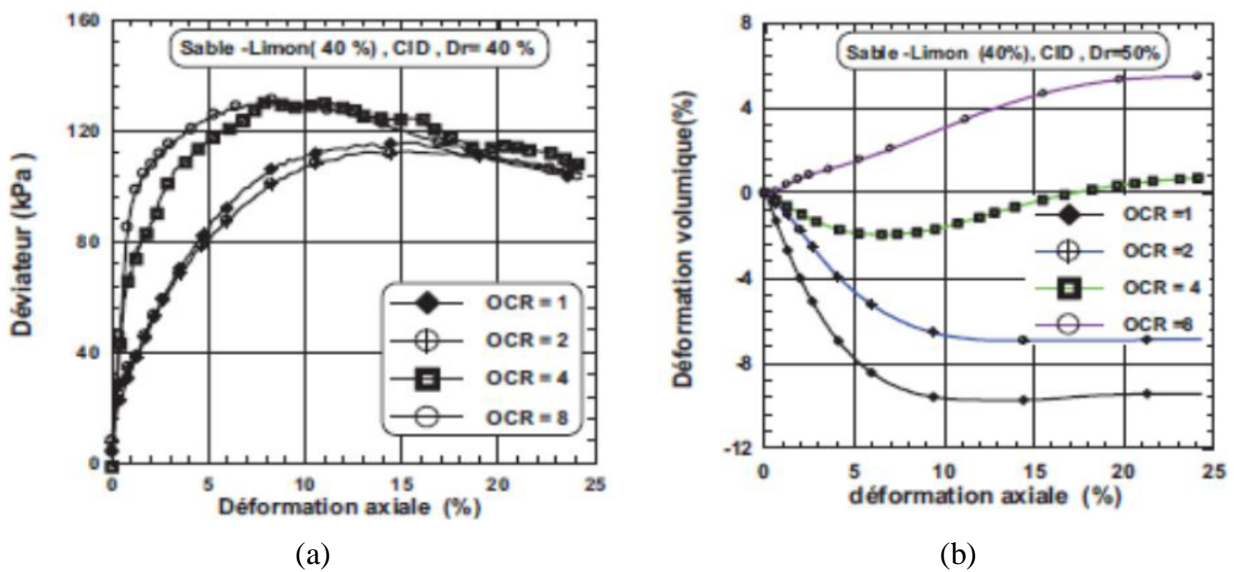
Récemment KhinSwe Tint et al. 2007 (2009), en réalisant des essais triaxiaux drainés et non drainés sur le sable de Nakdong River, ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction diminue progressivement lorsque OCR augmente. Dans le but d'évaluer l'influence de la surconsolidation sur le comportement drainé du sable de Chlef. Djafar et al. (2011) ont réalisé des essais triaxiaux drainés sur le sable propre et sur un mélange à 40% de limon avec des rapports de surconsolidation (OCR) variant de 1 à 8. On note que pour tous les essais réalisés, la résistance au cisaillement caractérisée par le déviateur de contrainte augmente d'une manière très sensible avec l'augmentation du rapport de surconsolidation. On constate aussi que l'augmentation de la fraction des fines de 0 à 40% induit une diminution de la raideur initiale du sol et de la résistance du sol (Déviateur maximal) (figure 1.12a, 1.13a). Les pics du déviateur pour le sable propre varient entre 119 kPa (OCR = 1) et 138.26 kPa (OCR = 8). Pour les sables à 40% de limon, le déviateur au pic varie entre 115.29 kPa (OCR = 1) et 130.6 kPa (OCR = 8).

Djafar et al. (2011) note que les échantillons avec un rapport de surconsolidation (OCR) égale à 1, 2 et 4 présentent une phase de contractance suivie par une phase de dilatance; cette phase de dilatance tend à disparaître avec l'augmentation de la fraction des fines ( $F_c$ ); pour les échantillons avec un rapport de surconsolidation égale à 8, et observe uniquement une phase de dilatance pour toutes les fractions des fines. On remarque que pour l'essai avec  $F_c = 40\%$ , la phase de dilatance tend à disparaître pour les échantillons avec des rapports de surconsolidation (OCR) égaux à 1 et 2. Pour les échantillons avec un OCR égaux 4 et 8, ces phases de dilatance tendent à diminuer d'intensité (figure 1.13b), cette diminution avec l'augmentation de la fraction des fines résulte du rôle des fines dans l'augmentation de la contractance du sol.



**Figure 1.12:** Réponse drainée du sable propre d'Oued Chlef  
(Confinement =100kPa,  $e = 0.694$ ) (Djafar et al. 2011).

(a) Déviateur-déformation axiale, (b) Déformation volumique-déformation axiale



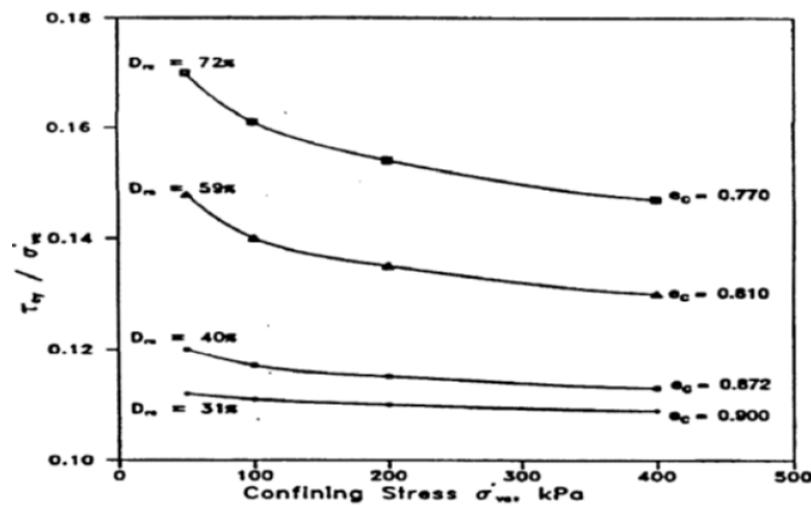
**Figure 1.13:** Réponse drainée mélange à 40% fines  
(Confinement =100kPa,  $e = 0.605$ ) (Djafar et al. 2011).

(a) Déviateur-déformation axiale, (b) Déformation volumique-déformation axiale

### 1.3.2.6. Confinement

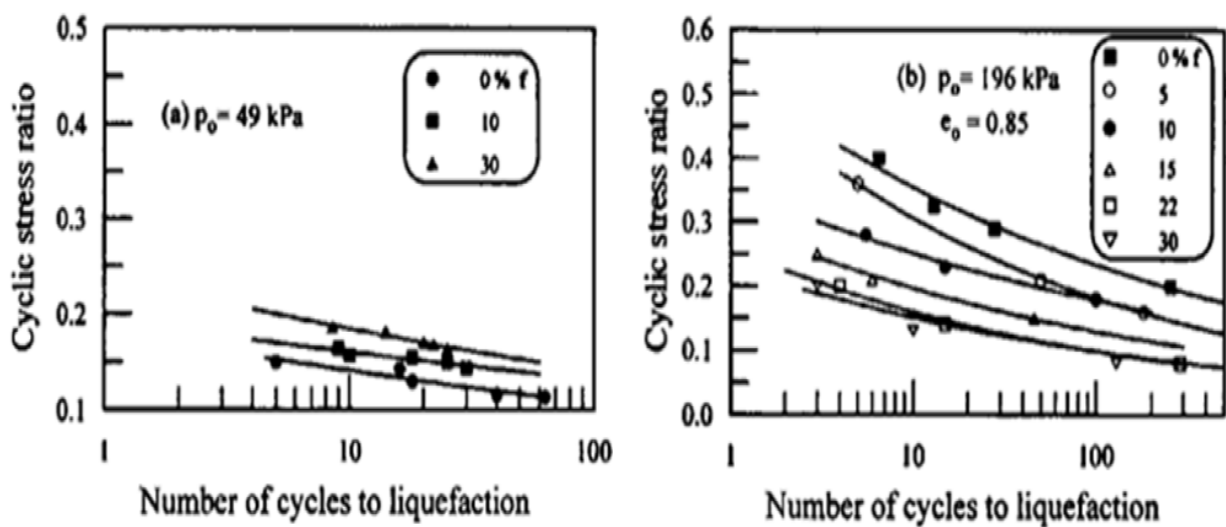
Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ( $D_r = 31\%$ ); par contre pour les sables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

de la contrainte de confinement (figure 1.14). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.



**Figure 1.14:** Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

Bouckovalas et al. (2002) ont trouvé que la résistance à la liquéfaction est très influencée par la contrainte de confinement. La figure 1.15 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.

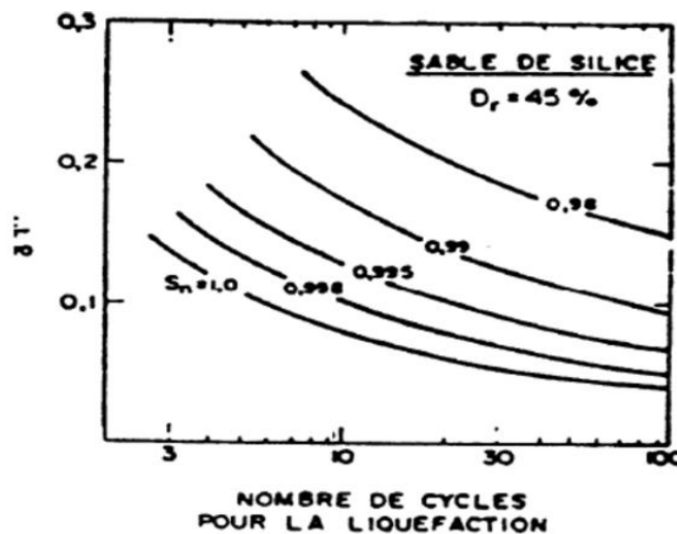


**Figure 1.15:** Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al. 2002).



### 1.3.2.7. 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 1.16 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.

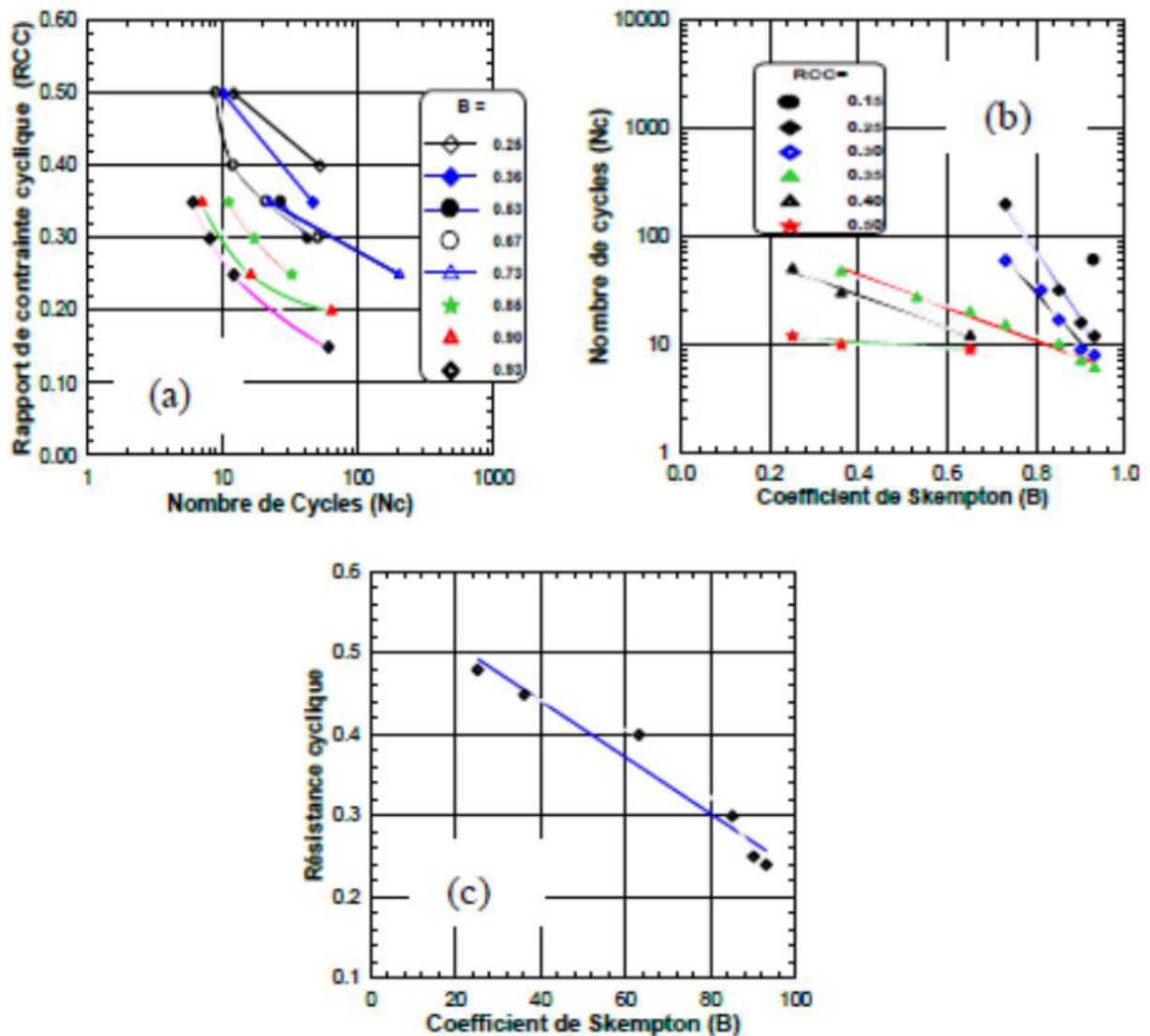


**Figure 1.16:** Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique  
(Martin et al. 1978)

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 initiale  $D_r = 65\%$  pour des coefficients de Skempton  $B$  variant entre 25 et 95%.

La figure 1.17a 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 1.17b 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.



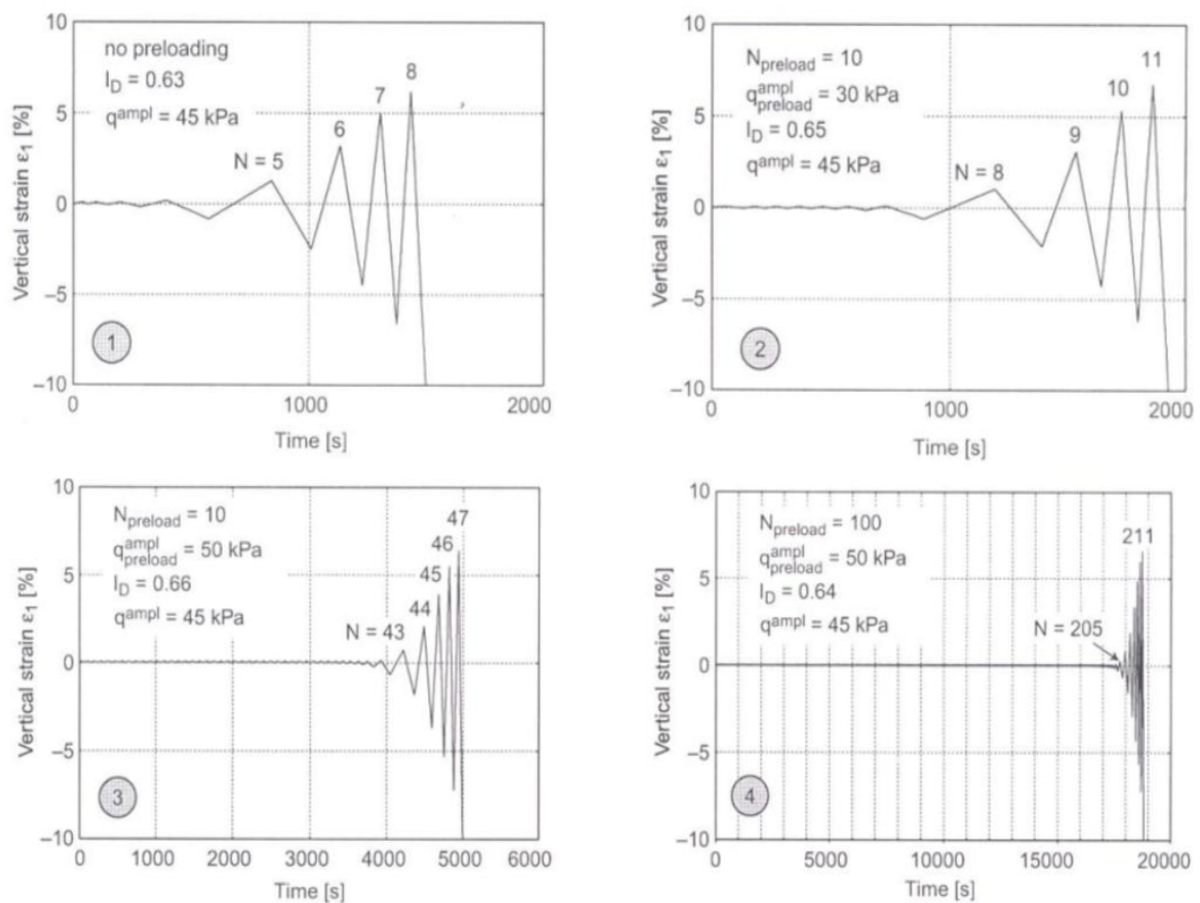
**Figure 1.17:** Influence du coefficient de Skempton B (Degré de saturation) sur la résistance cyclique (Arab et al. 2012).

### 1.3.2.8. 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.

Finn et al. (1970) ont étudié l'influence de l'histoire de chargement sur la résistance à la liquéfaction des sables, ils ont montré que cette résistance augmente lorsque l'échantillon est soumis préalablement à des petits cycles de chargement suivi d'un drainage; d'autres auteurs ont montré par contre qu'un pré-cisaillement avec de grandes amplitudes peuvent conduire à une diminution de la résistance cyclique. Ishihara et Okada (1978) ont interprété ce comportement à l'aide du concept de ligne de transformation de phase / état caractéristique, tout en précisant que tout chargement cyclique, suivi d'un drainage dans la zone contractante conduit à une densification du matériau sans que la structure soit fortement modifiée; ceci donne une augmentation de la résistance au cisaillement cyclique. A l'inverse, si le chargement préalable comporte un trajet dans le domaine dilatant, il y'a un désenchevêtrement qui conduit à une nouvelle structure avec une résistance est plus faible.

Wichmann et al. (2005) trouve qu'un échantillon sans pré-cisaillement initial atteint la liquéfaction au bout de 5 cycles, alors qu'il l'atteint après 8 cycles pour un échantillon pré-cisaillé avec un déviateur d'amplitude  $q_{am} = 30$  kPa et un nombre de cycles  $N_{précis.} = 8$ . Le pré-cisaillement avec un  $q_{am} = 50$  kPa et  $N_{précis.} = 10$  cycles retarde la liquéfaction et l'atteint après 43 et 205 cycles pour le  $q_{am} = 50$  kPa et  $N_{précis.} = 100$  cycles (figures 1.18).

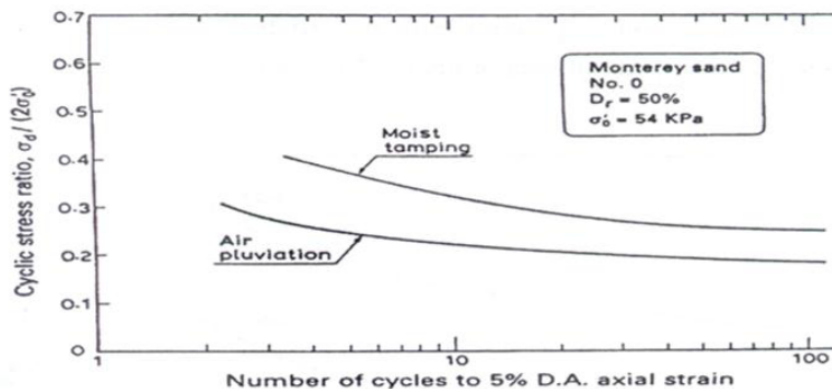


**Figure 1.18:** Influence du pré-cisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction

(Wichmann et al. 2005).

### 1.3.2.9. Effet des modes de dépôt 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). La figure 1.19 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 1.19:** Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mullilis et al. 1977).

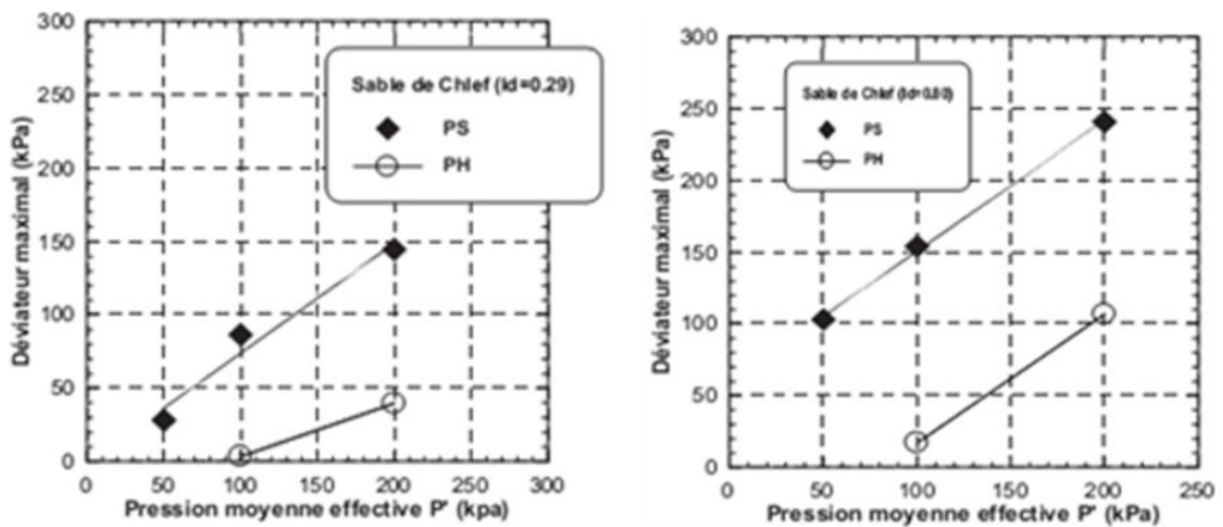
La méthode de préparation des échantillons en laboratoire peut engendrer des variations significatives au niveau de la structure d'un sol par rapport à une déposition naturelle. Ce paramètre peut influencer la tendance d'un sol à se dilater ou à se contracter (Thevanayagam et al. 2000). La méthode de 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%.

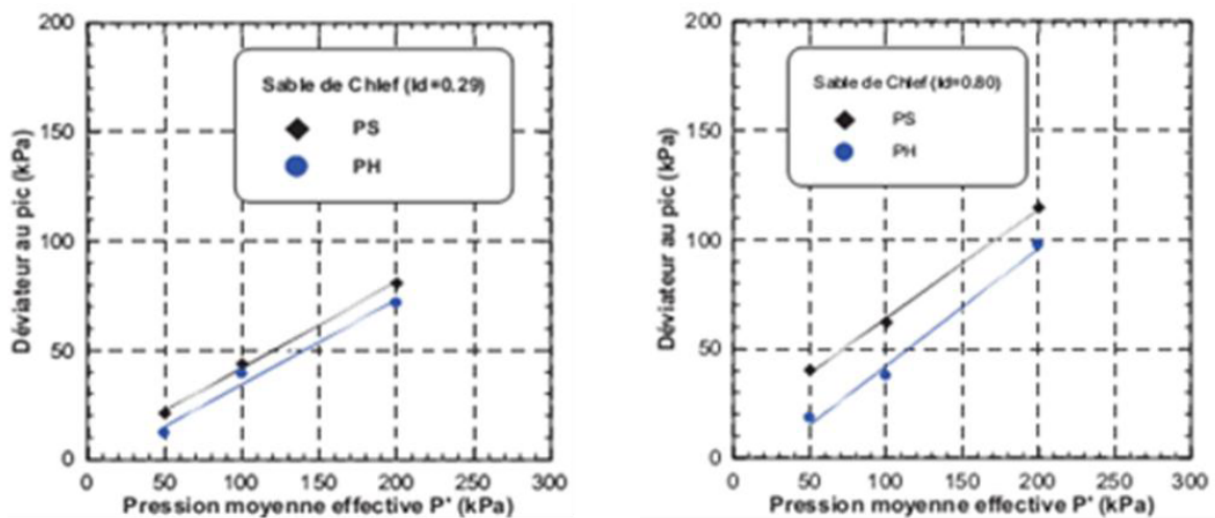
La figure 1.20 montre l'influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal. On note que la méthode de déposition par pluviation à sec (PS) donne des valeurs du déviateur maximal beaucoup plus importants donc une résistance à la liquéfaction beaucoup plus grande, à l'inverse de

la méthode de placement humide (PH) où l'on constate des valeurs du déviateur maximal plus faibles pour des densités faibles ou modérée (Etat 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 1.21, où l'on remarque que les échantillons conçus par la méthode de pluviation à sec montrent une résistance au cisaillement monotone supérieure ( $q_{\max} = 240.97\text{kPa}$  à l'état dense et à un confinement de  $200\text{kPa}$ ) à ceux fabriqués par placement humide ( $q_{\max} = 106.73\text{kPa}$  à l'état dense et à un confinement de  $200\text{kPa}$ ).



**Figure 1.20:** Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal  
(Della et al. 2009).

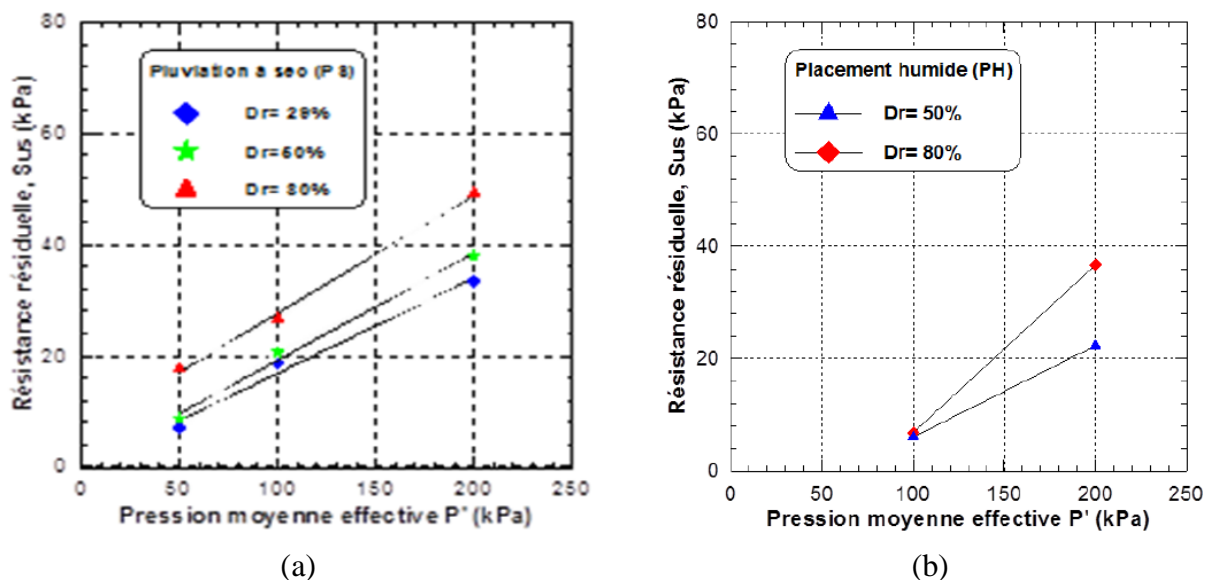


**Figure 1.21:** Influence de la méthode de déposition sur le déviateur au pic  
(Della et al. 2009).

Les résultats obtenus par Della et al. (2009) sont conformes à ceux trouvés par Benahmed et al. (2004) et Canou (1989). La figure 1.22a et 1.22b décrivent l'évolution de l'effort résiduel en fonction de la pression de confinement effective.

On constate sur la figure 1.22a 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 ( $D_r$ ). En revanche, pour les échantillons préparés avec la méthode de placement humide (Figure 1.22b), on note que l'effort résiduel augmente avec l'augmentation de la pression de confinement effective de 100 à 200kPa pour des indices de densité relative  $D_r = 50$  et 80%. Pour la contrainte de confinement effective  $P'_c = 50$ kPa et pour l'indice de densité relative  $D_r = 29\%$ , cet effort résiduel est nul même pour la contrainte de confinement effective 200kPa.

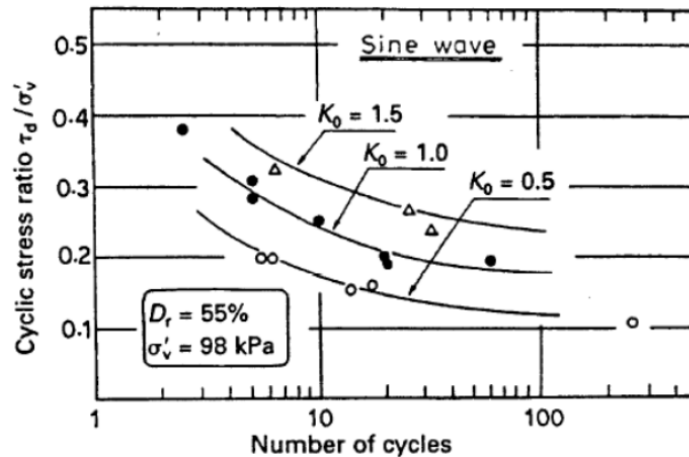
Ces différences de comportement constatées entre les deux méthodes de déposition, peuvent s'expliquer par le fait que les échantillons préfabriqués par la méthode de pluviation à sec présentent un comportement dilatant et stable, tandis que ceux préparés par la méthode de placement humide sont plutôt 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 macropores facilement compressibles et vulnérables à la liquéfaction (Della et al. 2010).



**Figure 1.22:** Influence de la méthode de déposition des échantillons sur la résistance résiduelle (Della et al. 2010)  
(a) Pluviation à sec, (b) Placement humide.

### 1.3.2.10. Coefficient des terres au repos

Ishihara (1985) a effectué des essais de torsion sur le sable de Fuji pour différentes valeurs du coefficient des terres au repos  $K_0$ . Les résultats obtenus sont représentés dans la figure 1.23, il ressort de cette analyse que la résistance à la liquéfaction croît avec le coefficient des terres au repos  $K_0$ .



**Figure 1.23:** Influence du rapport  $K_0$  sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara, 1985).

### 1.3. Conclusion

La résistance au cisaillement des sols est un domaine très important dans l'étude des sols soumis à des chargements monotone ou cyclique. C'est un phénomène très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il dépend de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, de la présence d'éléments fins densité relative, confinement, pré-chargement, saturation, surconsolidation. Pour évaluer le comportement mécanique d'un sol ; cela dépend des combinaisons des propriétés du sol, des facteurs environnants, géologie, profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement.

La bonne compréhension de ce phénomène et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse et la stabilité des sols. A la lumière de cette recherche bibliographique et dans le but d'améliorer les caractéristiques du sol, on va s'intéresser dans notre futur travail de recherche dans le cadre du projet de master, à l'étude de l'effet des ajouts et d'autres paramètres, sur la résistance au cisaillement du sol de la région de Chlef à travers des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.

***Chapitre 2:***  
***Différentes méthodes de renforcement, traitement et***  
***d'amélioration des sols***



## 2.1. Introduction

La nécessité d'utiliser des terrains de plus en plus médiocres pour les constructions de génie civil n'a fait que croître au cours des dernières décennies. D'une part le développement imposé de réaliser dans les zones de terrains en place non encore construite, qui sont souvent les plus médiocres, des fondations, des grandes excavations, des tunnels.

D'autre part le sol, matériaux peu coûteux, est devenu de plus en plus un matériau de construction et l'on cherche, pour des raisons souvent économiques, à pouvoir utiliser les sols de qualité médiocre.

Il en a résulté le développement d'un très grand nombre de techniques destiné à augmenter les caractéristiques mécaniques globales des sols en place ou rapportés. On peut distinguer trois grandes catégories de techniques:

- Les techniques d'amélioration: Compactage par explosifs, compactage dynamique, vibrocompactage, drainage et électro-osmose;
- Les techniques de traitement: Déshydratation, congélation et les addition des ajouts minéraux;
- Les techniques de renforcement: Les géosynthétiques et les inclusions rigides verticales.

L'amélioration, traitement et le renforcement des sols ont été de plus en plus utilisés pour des ouvrages définitifs, dans des zones sismiques et pour la réparation des ouvrages anciens (reprise en sous-oeuvre, confortations, etc.) il est à noter également que les mécanismes de comportement et la connaissance de l'amélioration apportée ont nécessité de nombreuses expérimentations en vraie grandeur, lesquelles ont constitué un élément essentiel de la recherche.

## 2.2. Domaine et limites d'application des différentes techniques

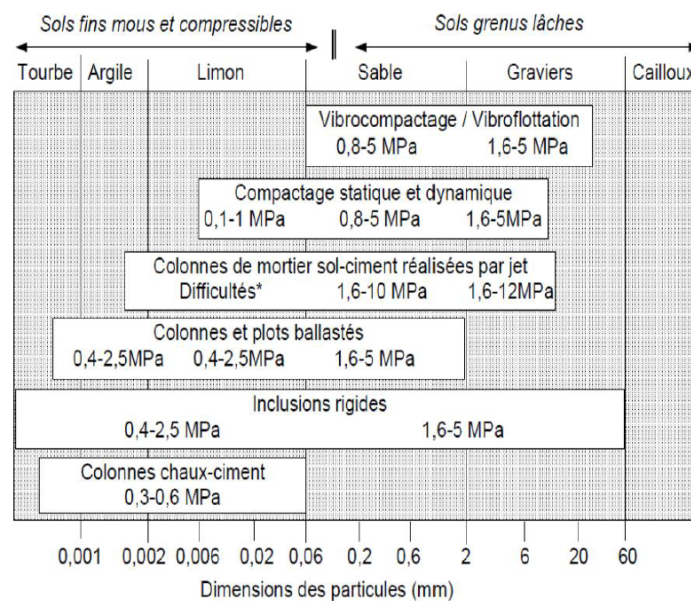
La démarche d'application d'une technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes (Dhouib, 2003):

- Définition des critères du projet: Emprise, sollicitations, tassements tolérés;
- Identification des sols: Nature, granulométrie, présence d'eau;
- Choix de la solution d'amélioration des sols;
- Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

L'application des techniques d'amélioration des sols est directement liée à la granulométrie des sols à traiter.

La figure 2.1 présente une description des domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols par création d'inclusions, qui combine les classes granulométriques et l'état du sol, représenté par sa résistance de cône  $q_c$  au pénétromètre statique.

L'amélioration des sols a en effet un domaine d'action optimale pour chaque technique, qui dépend de la nature des sols mais aussi de leur état de compacité et de surconsolidation. Des gammes de résistance différentes sont spécifiées pour les sols fins, d'une part, et pour les sols grenus, d'autre part. La classification d'après les essais au pénétromètre statique peut être remplacée par une classification au scissomètre de chantier pour les sols fins, au pénétromètre à carottier (SPT) pour les sables lâches, en particulier, et au pressiomètre, en général.



\* Utilisation de grande énergie ou de double jet.

**Figure 2.1:** Limites et domaine de validité des techniques d'amélioration des sols.

## 2.3. Les méthodes d'amélioration des sols

### 2.3.1. Compactage par explosifs

Utilisé généralement loin des zones urbaines, Il permet un compactage rapide et non coûteux de grands volumes de sol atteignant des profondeurs importantes. L'explosion induit une onde de choc qui se tend en comprimant le sol; ainsi produite, l'onde de choc génère dans le sol des contraintes de cisaillement alternées. En dépassant la résistance frottement entre grains, elles engendrent des déplacements relatifs entre ces grains. Ces mouvements des grains induisent une diminution du volume des vides, si le sol est saturé cette diminution génère une augmentation de la pression interstitielle qui nous conduira à la liquéfaction. Dans le cas d'un sable, la dissipation de la surpression est très rapide, le sol obtient un nouveau réarrangement plus dense.

### 2.3.2. Compactage dynamique

Le principe de cette méthode consiste à faire tomber en chute libre une masse de 10 à 30 tonnes d'une hauteur de 15 à 20 mètres. La masse ainsi lancée produit un impact de forte énergie au contact du sol; ce dernier va se compacter sous l'influence des contraintes de cisaillement provoquées par le choc qui induit des mouvements relatifs entre les grains du sol.

Dans le cas d'un sol pulvérulent, la densification mène à la liquéfaction de la zone perturbée et un nouveau réarrangement est obtenu après dissipation de la surpression interstitielle toujours sous l'influence de la gravité. La figure 2.2a montre un atelier de compactage dynamique en action et la figure 2.2b des impacts de compactage dynamique à la surface du terrain, avant qu'ils soient rebouchés.



(a) Atelier de compactage dynamique (Document Ménard Sol traitement)

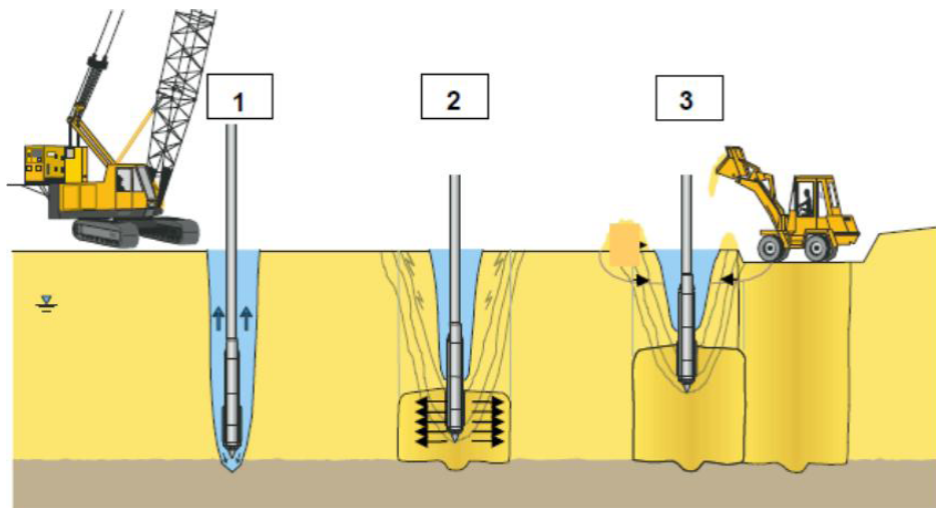


(b) Impacts de la masse à la surface du sol

**Figure 2.2:** Atelier de compactage dynamique et impacts de la masse (Document Keller).

### 2.3.3. Vibrocompactage

Ce procédé est utilisé pour les sites à proximité des habitations. Le principe consiste à enfoncer un tube dans le sol à l'aide d'un jet d'eau sous pression. Le jet d'eau est placé à l'extrémité inférieure du tube, il facilite la pénétration de ce dernier dans le sol en affaiblissant les propriétés du sol attaqué. Lors de sa remontée, celui-ci est mis en vibration. Elles génèrent des contraintes de cisaillement alternées qui vont provoquer par la suite induire des mouvements relatifs des grains réduisant l'indice des vides et provoquant un nouvel arrangement plus dense si le sol est saturé, la réduction du volume des vides produit une liquéfaction totale du sol autour du tube et de la zone perturbée, après dissipation de la surpression interstitielle, un tassement et un nouveau réarrangement des grains est obtenu sous l'influence de la gravité (figure 2.3).



(1) Fonçage du vibreur      (2) Compactage des sols      (3) Apport des matériaux et finition

**Figure 2.3:** Etapes du vibrocompactage des sables et graviers (Document Keller).

### 2.3.4. Amélioration des conditions de drainage

Le drainage vertical est une technique complémentaire des techniques de préchargement. Il permet une consolidation plus rapide du sol. Ce procédé est inefficace dans les sols tels que les argiles très organiques et les tourbes où leur comportement de tassement est beaucoup plus dominé par la compression secondaire. Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (figure 2.4).

#### Les inconvénients:

- La perméabilité du sol est difficile à estimer avec une précision meilleure que un ou deux ordres de grandeur;
- Ce qui a des conséquences énormes sur le choix de la maille de drainage;

- Le problème étant accru du fait de la variabilité naturelle des terrains liquéfiables (teneurs en fines variables notamment);
- En outre il ne faut pas négliger le risque de colmatage des drains dans le temps ou au moment de la mise en oeuvre (cas des colonnes ballastées notamment);
- Il est alors difficile de garantir que la quantité d'eau nécessaire puisse être évacuée au cours des quelques secondes ou dizaines de secondes critiques d'un tremblement.



**Figure 2.4:** Installation des drains.

### 2.3.5. Electro-osmose

L'électro-osmose a été initialement mise au point par Casagrande (1947) pour éliminer l'eau contenue dans les argiles actives à faible perméabilité. Cette technique s'est révélée efficace lorsqu'elle a été employée pour introduire un agent chimique dans le sol, soit par dissolution de l'anode, soit par utilisation directe d'un électrolyte. Cette opération améliore la stabilité du sol soit par modification chimique dans les matériaux argileux par déplacement d'ions, soit par cimentation partielle des vides interstitiels. Cette variante d'électro-osmose est connue sous le nom de stabilisation électrochimique (figure 2.5).

Le phénomène d'électro-osmose sert à appliquer une différence de potentiel dans un matériau poreux saturé, l'électrolyte se déplace de l'anode vers la cathode.



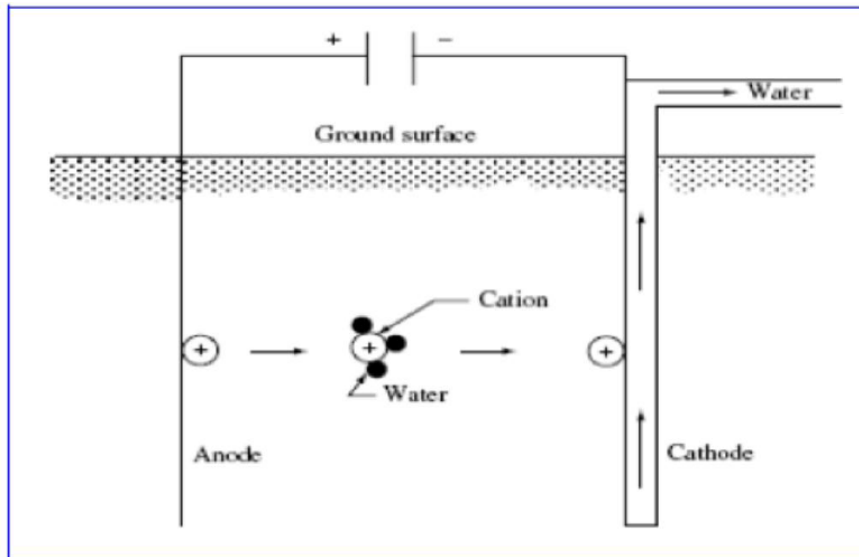


Figure 2.5: Eléctro-osmose.

## 2.4. Méthodes de traitement des sols

### 2.4.1. Déshydratation

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage.

### 2.4.2. Congélation

Pour les sols fins: La méthode de renforcement temporaire des sols par congélation, développée principalement pour les matériaux grenus (sables, graviers), peut être appliquée aux argiles molles et aux limons, lorsque aucune autre solution n'est possible. L'effet de la congélation dépend de la température (il augmente quand la température diminue). Par ailleurs, il faut réaliser la congélation le plus rapidement possible pour limiter le gonflement du sol et il faut tenir compte de la déstabilisation du massif de sol au dégel (figure 2.6).

Les techniques de refroidissement utilisées reposent, comme pour les sables et les graviers, sur la circulation d'un fluide froid (Azote liquide, habituellement) dans des tubes enfoncés dans le massif de sol.

Pour les sols grenus: La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé.

La congélation est réalisée par circulation de saumure ou d'un gaz réfrigérant (Azote liquide, habituellement) dans des tubes mis en place dans le sol à traiter. L'utilisation d'azote liquide permet une progression rapide du front de gel et une plus grande souplesse dans le maintien de la zone gelée.

L'augmentation de volume de l'eau lors de sa transformation en glace peut provoquer des désordres dans le voisinage de la zone traitée et doit être prise en compte lors de l'élaboration du projet de traitement.



**Figure 2.6:** Traitement par congélation à Nice d'une zone sous chaussée traversée en tunnel et à Vienne sous bâtiment pour tunnel de métro.

### 2.4.3. Traitement des sols par addition d'ajouts minéraux

Traiter un sol consiste à mélanger intimement ses éléments à une certaine quantité d'addition. Cette opération provoque une modification physico-chimique qui intervient dans la stabilisation du sol tel que réactions d'échange de base avec les particules d'argile (Cation) et les réactions pouzzolaniques (Cimentation), qui corrige ses défauts de perméabilité et améliore ses qualités de résistance (Capacité portante) et de durabilité. Le traitement des sols en place ou rapportés est aujourd'hui très largement employé surtout le territoire. Il est par ailleurs d'une grande simplicité de mise en oeuvre. Les ajouts minéraux les plus utilisés:

#### 2.4.3.1. Ciment

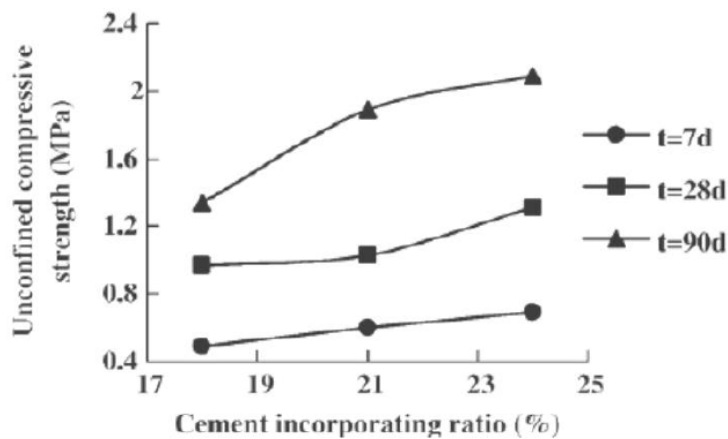
Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont à priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique et stabilité à l'eau et au gel. Les doses varient de 3.5 à 5% du poids de sol sec à traiter. (Bulletin Cftr-info, 2002. Le traitement des sols) (figure 2.7).

L'action de stabilisation par les ciments, est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et des conditions de température. De plus, la présence de la chaux dans les ciments provoque des réactions d'échange. Les pourcentages utilisés varient de 2 à 6%. Le ciment est parmi les liants les plus fréquemment utilisés dans le traitement des sols de surface (Thomas et al. 2002).

D'après Haofeng et al (2009), la résistance à la compression à 7, 14 et 28 jours, augmente au fur et à mesure que l'augmentation du pourcentage en ciment (figure 2.8).



**Figure 2.7:** Chantier de traitement du sol au ciment.



**Figure 2.8:** Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage en ciment à différentes durées de cure (Haofeng et al. 2009).

#### 2.4.3.2. Chaux

La stabilisation par ajout de la chaux est la technique de traitement des sols la plus répandue, elle concerne essentiellement les sols fins (argileux, limoneux et marneux), L'utilisation de cette technique permet:



- D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres;
- De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé;
- De modifier les propriétés du sol.

Sachant qu'il y a deux types de chaux, vive et éteinte, le choix s'effectue en se basant sur les essais de laboratoire, les essais de chantier et sur le prix de revient (figure 2.9).



**Figure 2.9:** Chantier de traitement d'un sol à la chaux (France, 2009).

#### 2.4.3.3. Cendres volantes

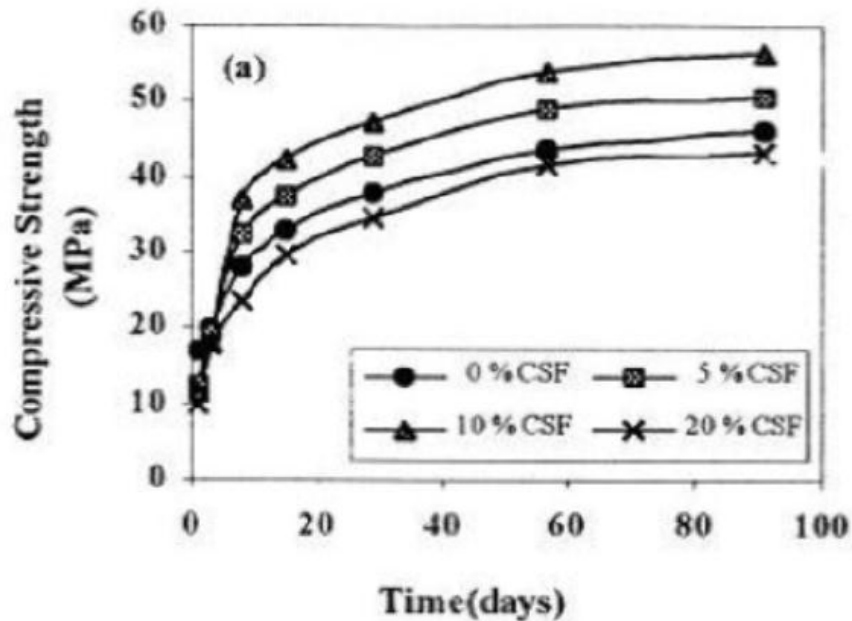
Les cendres volantes sont un sous-produit des centrales thermiques qui brûlent le charbon en poudre. Elles sont considérées comme une pouzzolane artificielle et s'emploient comme telle, avec du ciment pour faire du béton ou dans le sol-ciment. Les cendres volantes ont été employées aussi avec de la chaux dans la stabilisation des sols (Matea, 1964).

Zalihe Nalbantoglu, (2002) a étudié la stabilisation des argiles gonflantes par les cendres volantes. Les résultats d'essai en laboratoire sur ces sols indiquent que ces cendres volantes sont efficaces à l'amélioration de la texture et la plasticité des sols traités. Elles permettent de réduire l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement.

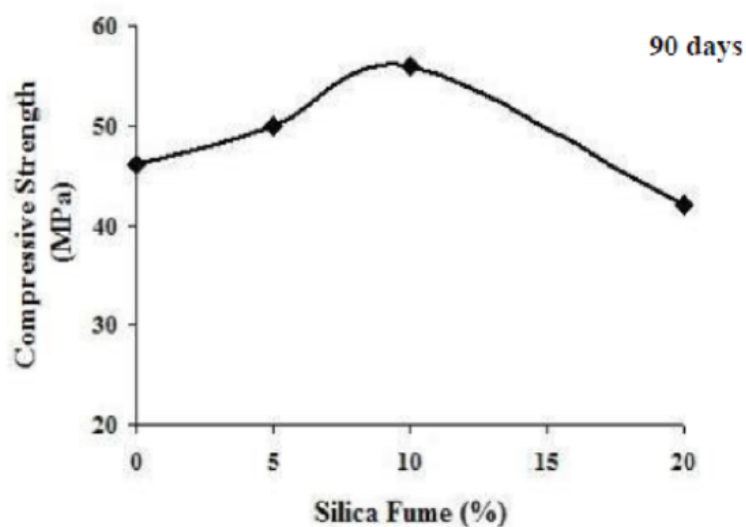
#### 2.4.3.4. Fumées de silice

Les fumées de silice sont un sous-produit de l'industrie du silicium et de ses alliages. Elles sont formées de particules sphériques de très faible diamètre de l'ordre de  $0.1\mu\text{m}$ . Pour entrer dans la composition d'un ciment en tant que constituant principal, elles doivent comporter au moins 85% (en masse) de silice amorphe et avoir une surface massique supérieure à  $15\text{m}^2/\text{g}$ .

Les fumées de silice ont des propriétés pouzzolaniques avérées, (Kumar-Mehta et Malhotra, 1996). Asavapisit et al (2001) présentent l'évolution de résistances à la compression simple  $R_c$  avec l'âge (figure 2.10) de boues de clapage. La meilleure valeur de  $R_c$  est obtenue avec 10% de fumées de silice, mais au-delà et pour 20% de fumées de silice ajoutée,  $R_c$  diminue (figure 2.11). Ainsi il existerait une valeur optimale. Il est possible que les fumées de silice en excès occupent les pores et réduise la place disponible pour les produits d'hydratation et ainsi limite l'étendue hydraulique.



**Figure 2.10:** Evolution des  $R_c$  de boues de clapage: Mélange de ciment et de Fumées de silice (CSF), d'après (Asavapisit et al. 2001).



**Figure 2.11:** Evolution de  $R_c$  de boues de clapage selon différents dosages en fumées de silice: 0, 5, 10 et 20% (Asavapisit et al., 2001).

## 2.5. Méthodes de renforcement des sols

### 2.5.1. Géosynthétiques

Un géo synthétique est défini, selon la société internationale de géosynthétique (IGS, 1998), comme un matériau polymérique (synthétique ou naturel) utilisé en contact avec le sol/roche et/ou autre matériau géotechnique dans les applications de l'ingénierie.

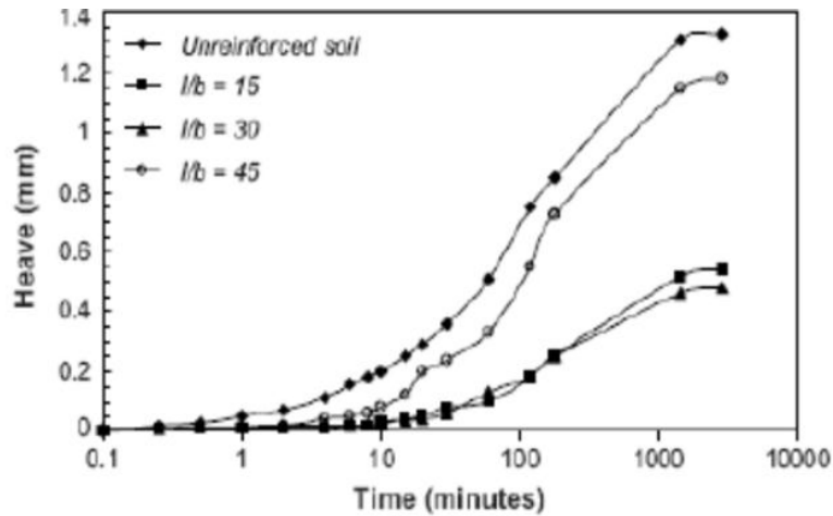
Selon la même société, ces matériaux peuvent assurer les fonctions suivantes: Soutènement, drainage, filtration, séparation, protection et renforcement (résister aux contraintes et déformations dans les structures géotechniques). Les différents types de matériaux geosynthétiques sont:

- Produits polymériques (polypropylène, polyester, polyéthylène, polyamide, polyvinylechloride, polystyrène);
- Géotextiles;
- Geogrides;
- Geonets;
- Geomembranes;
- Geocomposites.

Dans la fonction de renforcement, le rôle des géosynthétiques est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau avec de bonnes caractéristiques en compression) pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristiques de résistance à la traction et à la compression. Le renforcement est le résultat du transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétique à l'aide du frottement développé entre les deux.

- Vessely et al (2002), ont montré que les inclusions de géosynthétiques sont efficaces sur la réduction du potentiel de gonflement des sols expansifs;
- Ikizler et al 2008, ont reporté que la réduction du potentiel et la pression de gonflement est le résultat de l'inclusion de polystyrène placé entre un sol expansive et un mur rigide;
- Tang et al (2007), montrent que le renforcement par les fibres augmente la résistance à la compression et permet de réduire le potentiel de gonflement des argiles expansives;
- Cai et al (2006), reportent que l'augmentation de contenu en fibre implique une réduction dans le potentiel de gonflement des argiles stabilisées à la chaux;

- Viswanadham et al (2006), ont montré que les mélanges renforcés par les fibres engendrent une grande réduction du gonflement avec des faibles pourcentages (0.25%) et des petites fractions de 15 et 30 (figure 2.12).



**Figure 2.12:** Variation du gonflement en fonction du temps ( $f = 0.25\%$ ).

(Viswanadham et al. 2006),

f: Continue de fibre dans le sol;

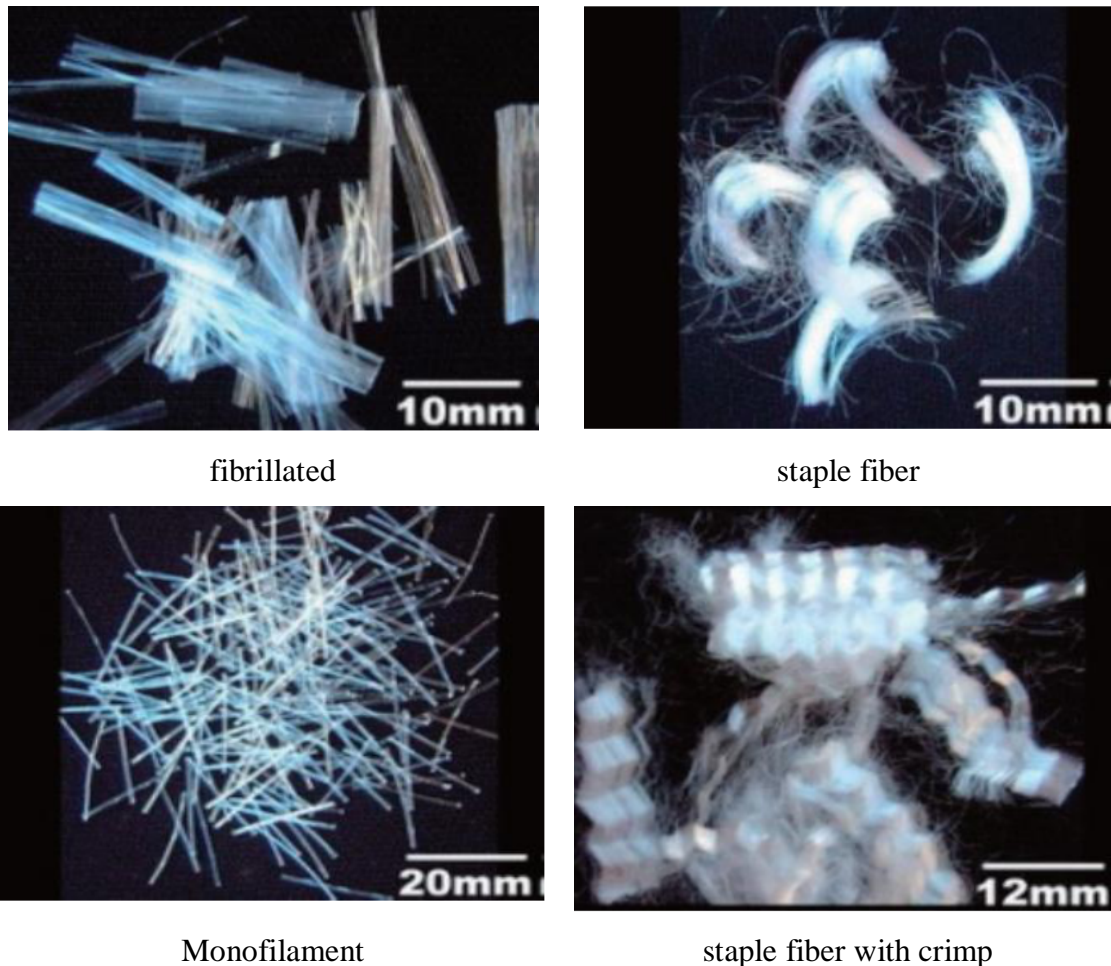
l: Largeur de fibre;

b: Longueur de fibre différence de potentiel.

### 2.5.1.1. Fibres de polypropylène

#### a. Définition

Le polypropylène est un matériau polymère hydrocarboné synthétique, il est l'un d'un groupe de fibres synthétiques, de polymères (Y compris, mais sans s'y limiter, le nylon, le polyester et le polyéthylène) adapté de l'industrie textile, qui ont été ajoutés au PCC dans une tentative d'améliorer performance. Actuellement polypropylène est le plus largement utilisé de la synthèse des fibres pour les applications de pavage (Zollo, 1985). Il y a plusieurs types de polypropylène comme montre la figure 2.13.



**Figure 2.13:** Les types de polypropylène.

La grande majorité des géotextiles sont fabriqués à partir de polypropylène ou de polyester polymères formés sous forme de fibres ou de fils et enfin dans un tissu tissé ou non-tissé. Les feuilles sont flexibles et perméable et généralement ont l'apparence d'un tissu. Il y a au moins 80 domaines d'application spécifiques pour les géotextiles qui ont été développés; Cependant, le tissu effectue toujours au moins un des cinq fonctions distinctes:

- Séparation;
- Renforcer;
- Filtration;
- Drainage;
- Contrôle de l'érosion.

#### **b. Caractéristiques générales**

- Bonne stabilité thermique;
- Faible densité;

- Résistance haute température;
- Ecologique;
- Rigides bonne résistance à l'impact;
- Bonne résistance à la fissure sous tension;
- Solide et durable;
- Imperméable.

### **c. Structure moléculaire et la chaîne**

Polypropylène est une synthèse, moléculaire plus linéaire de masse élevée de propène. En 1955 Natta et al. Suffisamment grandes quantités préparées de PP pour isoler et caractériser divers stéréoisomères, ce qui a conduit à une nouvelle nomenclature descriptive encore Utilisé aujourd'hui. Intérêt commercial réside principalement dans le polypropylène hautement cristallin. Avec ses autres modifications par copolymérisation.

En polypropylène parfaitement isostatique, chaque unité monomère dans la chaîne est disposée dans un ensemble régulier Bandeaux-bêche, sans aucune ramification ou de 1, 3 ajouts. Ceci est le résultat de type matrice de contraintes par le catalyseur stéréospécifique hétérogène. Dans la pratique, une telle perfection est difficile à achever une erreur occasionnelle, une moyenne d'environ 0.3-1.5 par centaine de maillons de la chaîne se produit dans certains, mais pas également dans toutes les chaînes. La nature multisite du catalyseur solide est considérée comme responsable de ce comportement.

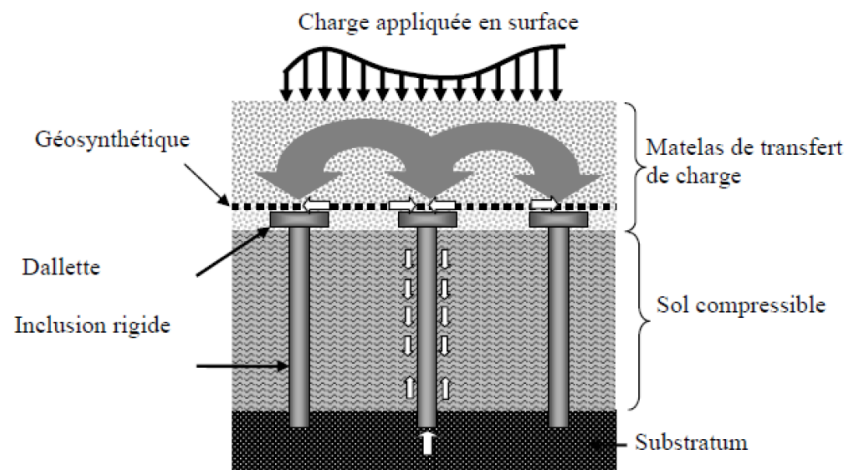
Solvay et  $MgCl_2$  pris en charge les systèmes réduisent l'ampleur de ces erreurs, et avec eux la quantité de non cristalline (a tactique) polymère. Encore au stade de développement, les catalyseurs à site unique à base de métallo cène (SSCS) produisent également des erreurs de stéréorégularité, mais ceux-ci semblent être répartis de manière plus uniforme le long des chaînes, quel que soit leur longueur. Ce qui contraste avec les catalyseurs multisite (MSC) pour lesquels mauvais placement varient en fréquence et en nombre. La tendance est ici pour la fraction de masse moléculaire élevée pour contenir moins de défauts, tandis que les chaînes courtes souffrent de perturbations excessives, qui conduisent à cristallinité réduite.

## **2.5.2. Inclusions rigides verticales**

### **2.5.2.1. Principe de la méthode**

Le principe du renforcement est illustré par la figure 2.14. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.



**Figure 2.14:** Principe de la méthode.

### 2.5.2.2. Différents types des inclusions

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (Colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

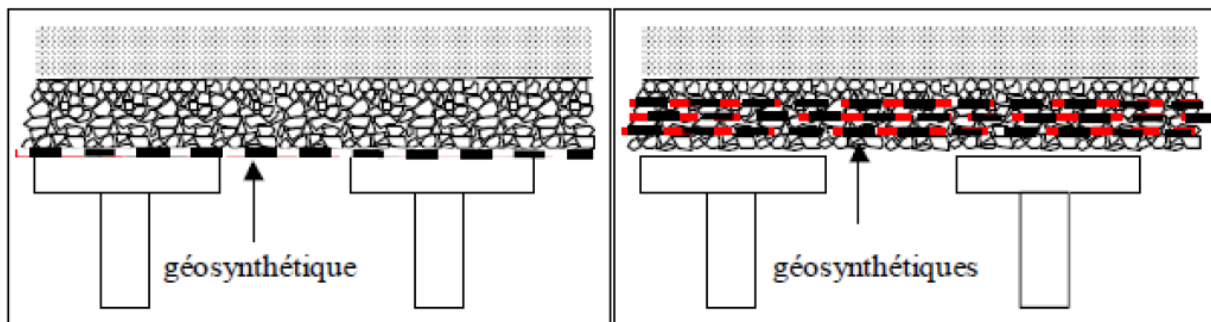
Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint). L'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.



Parmi les inclusions construites in situ on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type «Vibro Concrete Column » (VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC, Liausu et Pezot, 2001), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.).

### 2.5.2.3. Nappes de renforcement

Le renforcement en base du matelas de transfert de charge par des nappes horizontales est peu courant en France mais assez répandu dans de nombreux autres pays (Briançon et al. 2004). Les seules normes ou recommandations existantes dans le domaine préconisent son utilisation (BS8006, 1995; EGBEO, 2004). Lorsque qu'une seule nappe géosynthétique est disposée sur les têtes d'inclusion, elle contribue au renforcement par effet membrane. Lorsque plusieurs nappes sont mises en oeuvre au sein du matelas granulaire, à l'effet membrane se rajoute un effet de rigidification du matelas (Guido et al. 1987; Bell et al. 1994; Collin, 2004). La figure 2.15 présente les différentes dispositions de la nappe dans le matelas. Les nappes de renforcement sont généralement constituées soit de géotextiles, soit de géogrilles qui permettent l'enchevêtrement du sol dans la nappe. Dans certains cas, le matelas est également renforcé par un treillis soudé (Combarieu et al. 1994).



**Figure 2.15:** Différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge, d'après (Briançon et al. 2004).

## 2.6. Conclusion

Les différentes techniques pour l'amélioration des sols sont largement utilisées à travers le monde afin de prévenir les risques sismiques ou pour consolider des terrains à la structure hétérogène, inconstructibles en l'état. L'utilisation intensive de remblais sableux pour gagner des terrains sur la mer en est sans doute l'exemple le plus représentatif. Dans ce but, différentes techniques ont été développées et sans cesse améliorées depuis deux décennies. Grâce à une large gamme de solutions disponibles pour le traitement des sols, qui sont sans cesse maintenues à la



pointe de la technologie, en mesure d'apporter une solution globale de traitement pour chaque cas. Les nombreuses références acquises mettent en avant la pérennité et l'efficacité de ces solutions, s'agissant de délais et de qualité du traitement mis en oeuvre. Ces choix doivent toujours être guidés par le souci constant de ne pas aggraver les désordres d'une autre structure qui présente déjà des insuffisances, ou de ne pas mettre en péril la bonne tenue des ouvrages voisins. Dans le chapitre suivant on va aborder l'effet de quelques ajouts sur l'amélioration du comportement des sols.

***Chapitre 3:***  
***Influence des ajouts sur le comportement des sols***

### 3.1. Introduction

L'influence des ajouts sur le comportement et le traitement des sols est souvent utilisée pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme.

### 3.2. Influence des ajouts sur le comportement d'un sol

#### 3.2.1. Effet de fibre de polypropylène

##### 3.2.1.1. Influence de la fibre sur les caractéristiques de cisaillement

L'utilisation de l'inclusion de fibres de polypropylène pour l'amélioration des propriétés mécaniques des sols faibles est une méthode qui a récemment attiré l'attention répandue dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Le comportement de la fibre renforcée des sols a été un sujet commun de recherche pour les 20 dernières années. Les sols sableux plus précisément, de nombreux chercheurs ont concentré leurs recherches sur le comportement mécanique de la fibre renforcée (Gray et Ohashi 1983 Shewbridge et Sitar 1990, Maher et Gray 1990, Bauer and Oancea 1996, Murray et al. 2000, Consoli et al. 2002).

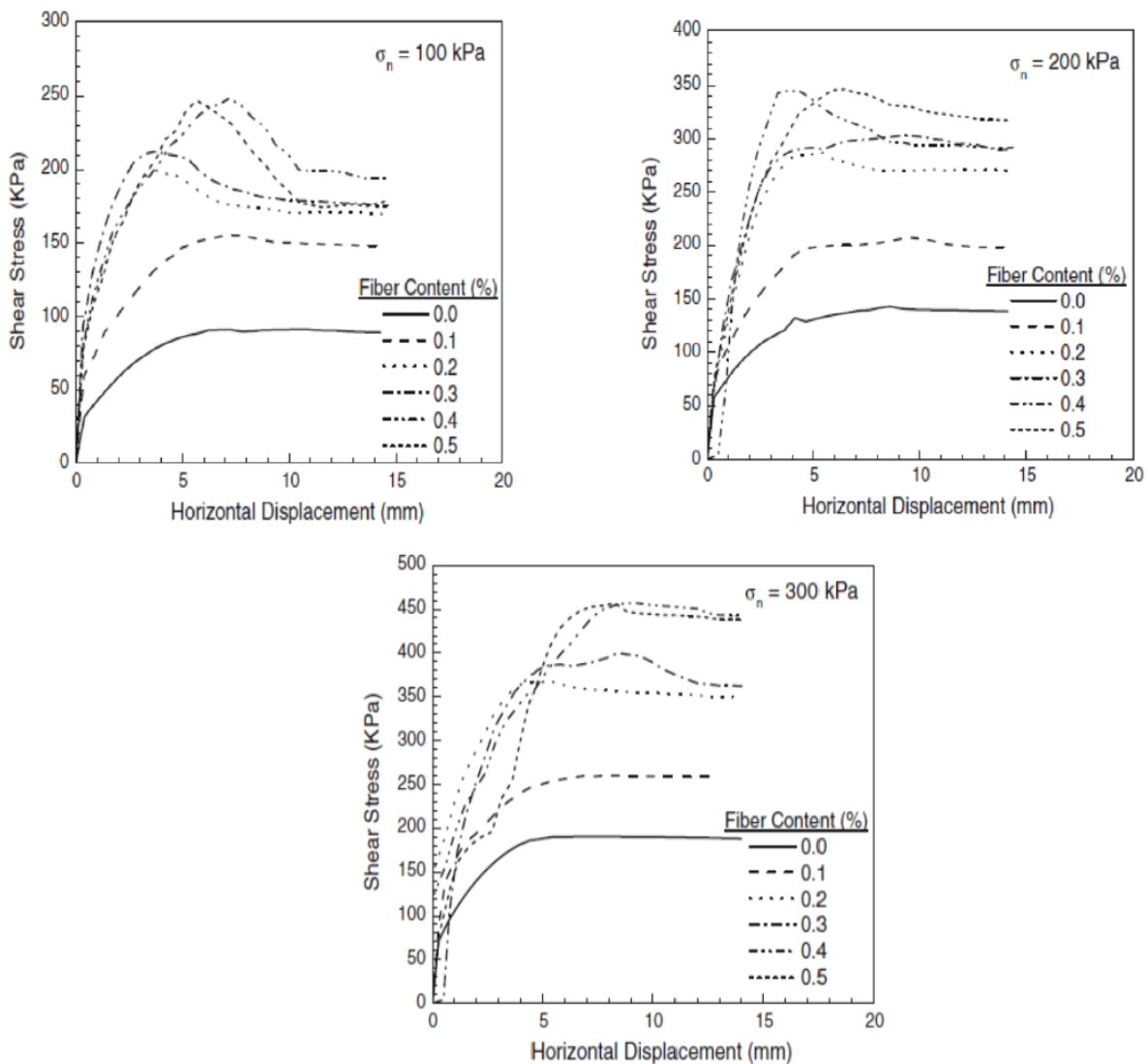
En contradiction, la recherche menée par Tang et al. (2007), Ahmad et al. (2010) et Pradhan et al. (2012) ont démontré que le pourcentage de fibres joue un rôle important dans l'augmentation de la résistance au cisaillement deux paramètres  $\phi$  et  $c$ . Par conséquent, plus de travail est nécessaire pour mettre en évidence l'influence des fibres sur la résistance au cisaillement des sols et en particulier sur l'efficacité de l'addition de fibres sur les différents paramètres (Angle de frottement, la cohésion, la réponse volumétrique) du comportement en cisaillement des sols cohésifs.

Pradip Kumar Pradhan et al. (2011) en réalisant des essais non drainés et non consolidés de cisaillement direct de L'échantillon de sol ont été recueillis localement à partir de près de Sambalpur ville de l'Inde. Les échantillons ont été préparés à 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 et 0.5%. A partir de la figure 3.1, on observe que le pic et la puissance résiduelle du sol renforcé par des fibres se produisent à un déplacement horizontal par rapport au sol non renforcé.

L'observation de ces chiffres indique que, avec augmentation de la contrainte normale à la fois de pointe et la résistance résiduelle de l'augmentation de sol renforcé. En outre, ces résistances augmentent avec l'augmentation de la teneur en fibres allant jusqu'à 0.4%, au-delà de qui ils diminuent. Ainsi, la teneur en fibres optimal se révèle être de 0.4%. Avec l'inclusion de polypropylène des fibres dans le sol, l'augmentation maximale de l'intensité pic est observée à basse tension normale (100 kPa), alors que l'augmentation maximale de la résistance résiduelle est

observée à forte contrainte normale (300 kPa). Avec l'inclusion de fibres, le pic et les contraintes de cisaillement résiduelles sont augmentés par des facteurs 2.7 et 2.3.

Les paramètres observés de cisaillement ( $c$  et  $\phi$ ) présentés dans le tableau 3.1., indiquent que le sol renforcé présente une augmentation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et de la cohésion ( $c$ ) avec augmentation de la teneur en fibres correspondant à la fois de crête et la résistance résiduelle, jusqu'à la dose optimale et diminue ou presque reste la même, cet effet peut être dû à une interaction entre le sol et la fibre.



**Figure 3.1:** Courbes contrainte-déplacement pour un sol renforcé par des fibres à partir des essais de cisaillement direct ( $l/d = 100$ ) (Pradip Kumar Pradhan et al. 2011).

Consoli et al. (2003) ont réalisé des essais triaxiaux sur sol cohérent et ont montré que les fibres ont augmenté sensiblement la cohésion ( $c$ ), tandis que l'angle de frottement ( $\phi$ ) était à peine affecté par

l'inclusion de fibres de polypropylène. Des résultats similaires ont été obtenus à partir des essais de cisaillement direct réalisé par Zaimoglu et Yetimoglu (2011).

**Tableau 3.1:** Paramètres de cisaillement renforcé de fibres obtenues à partir du sol essai de cisaillement direct ( $l/d = 100$ ) (Pradip Kumar Pradhan et al. 2011).

Sl. no.	Fiber content (%)	Cohesion ( $c$ ), kPa		Angle of internal friction ( $\phi$ ), degrees	
		Peak	Residual	Peak	Residual
1	0.0	45	40	26	26
2	0.1	90	90	30.3	30.1
3	0.2	130	90	38	40.9
4	0.3	130	95	41	44.1
5	0.4	145	96	45.85	44.4
6	0.5	165	50	42	52

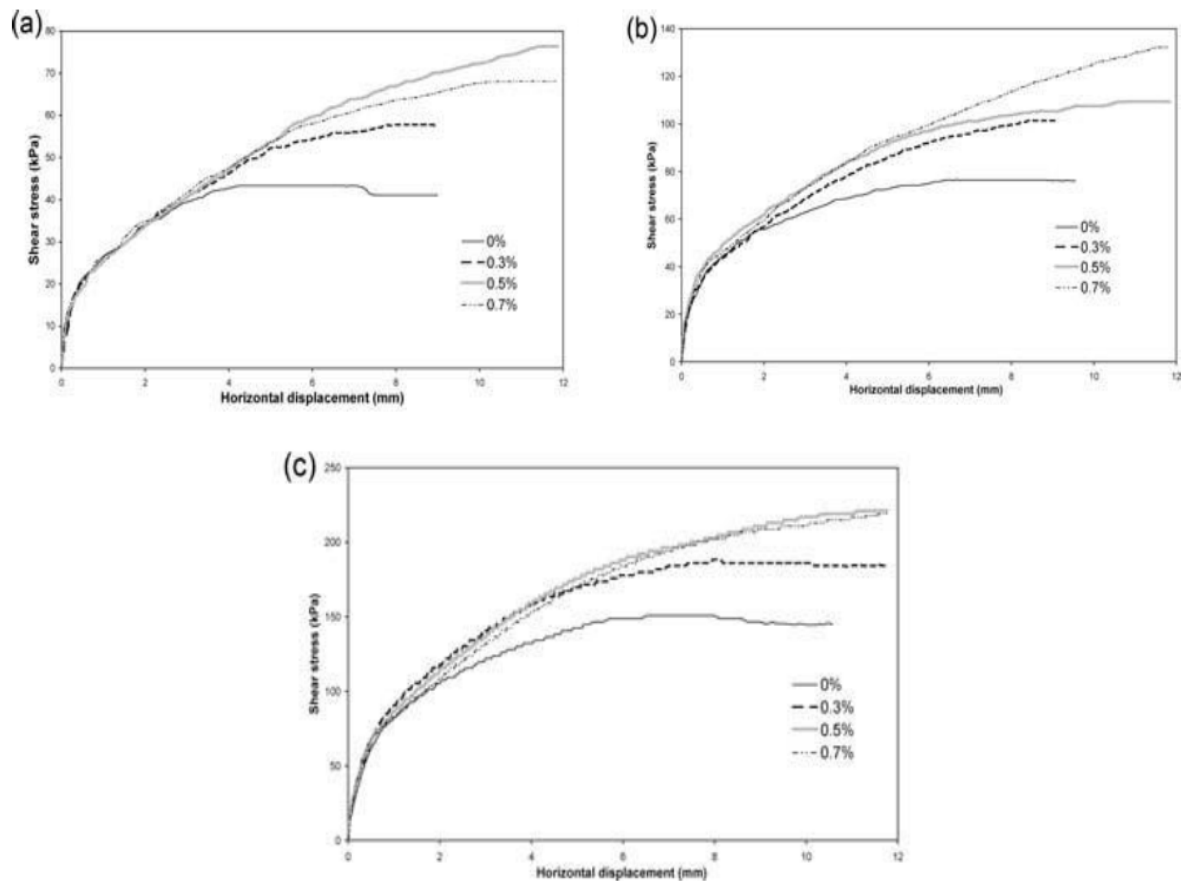
Costas et al. (2013). Ont réalisé Une série de tests de cisaillement directs consolidés non drainés ont été menées sur limon sableux, ils ont trouvé que la résistance au cisaillement des sols augmente avec l'inclusion de fibres jusqu'à la dose optimale (figure 3.2).

**Tableau 3.2:** Paramètres de résistance au cisaillement de pointe et de résistance au cisaillement des échantillons de sable de limon renforcée et non renforcés basées sur des tests CU (Costas et al. 2013).

Fibre content (%)	Normal stress (kPa)	Peak shear strength (kPa)	Peak shear strength improvement (%)	$\phi$ (degrees)	$c$ (kPa)
0	50	43.3		35.8	2.5
	100	76.4			
	200	150.8			
0.3	50	57.8	33.3	41	10
	100	101.4	32.8		
	200	188.3	24.9		
0.5	50	76.4	76.3	44.6	15.6
	100	109.4	43.3		
	200	221.1	46.6		
0.7	50	68.1	57	44.6	19.6
	100	132.2	73		
	200	219.2	45.3		

Le tableau 3.2 montre que l'inclusion de fibres améliore la contrainte de cisaillement maximale de sol donne lieu à des valeurs plus élevées de  $\phi$  et  $c$ , qui augmentent avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à 0.5%, Au-delà de la dose optimale, les paramètres de cisaillement observés diminuent ou restent à peu près les mêmes.

En effet, une teneur élevée en fibres conduit à un mauvais mélange avec moins de contact entre les particules du sol, ce qui réduit la disponibilité de la matrice du sol pour maintenir la fibre et le développement d'une liaison suffisante entre les fibres et le sol (figure 3.2).



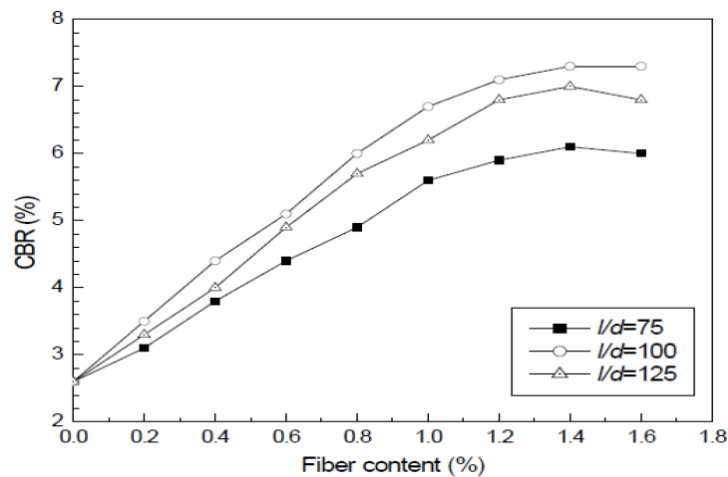
**Figure 3.2:** Variation de la contrainte de cisaillement avec déplacement horizontal pour le limon sableux renforcé et non renforcé obtenu à partir de tests de CU à une contrainte normale de: (a) 50 kPa, (b) 100 kPa, (c) 200 kPa (Costas et al. 2013).

### 3.2.1.2. Influence de la fibre sur l'indice CBR

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de fibre de polypropylène sur le CBR des sols instables à traiter. Nagrale et al. (2005) ont étudié l'amélioration de la valeur CBR du sol de fondation avec l'inclusion de fibres de polypropylène et ont conclu que 1.5% de fibres avec un rapport d'aspect 100 et 84 serait respectivement la quantité optimale dans le sol argileux et de sable fin.

Rabindra Kumar Kar et al. (2014) en réalisant des essais de CBR sur des échantillon de sol recueillis localement près de Sambalpur ville de l'Inde pour examiner les effets des fibres de polypropylène sur la résistance ultime du sol renforcé par des fibres. Les éprouvettes d'essai CBR ont été préparées dans un moule cylindrique de 150mm de diamètre et 175mm de hauteur par le compactage du mélange sol-fibre à densité maximale de la norme Proctor. Trois spécimens ont été préparés pour chaque testa différents pourcentage de fibre 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 et 1.6% pour un rapport d'aspect  $l/d = 75, 100$  et  $125$ . Les résultats des tests de CBR sont présentés sur la

figure 3.3. Les résultats montrent que l'inclusion de fibres, les valeurs de CBR imbibés augmentent jusqu'à la teneur en fibres de 1.4% pour tous les trois rapports d'aspect étudiés. Les valeurs de CBR sont augmentées par des facteurs 2.3, 2.8 et 2.7 pour des longueurs de fibre 15, 20 et 25mm, respectivement, par rapport à celle du sol non renforcé. On observe également que les valeurs du CBR augmentent avec l'augmentation de la longueur de fibre jusqu'à 20mm, puis diminuent. La diminution de la valeur du CBR à la teneur en fibres au-delà de 1.4% et une longueur de fibre au-delà de 20mm peut être dû au fait que, avec une teneur plus élevée en fibres, la quantité de matrice de sol disponible pour la tenue de la fibre est insuffisante pour développer une liaison efficace entre les fibres et le sol, provoquant le détachement des fibres et un mauvais mélange. Ainsi, la dose optimale de la fibre est de 1.4% pour la longueur de fibre de 20mm ( $l/d = 100$ ).

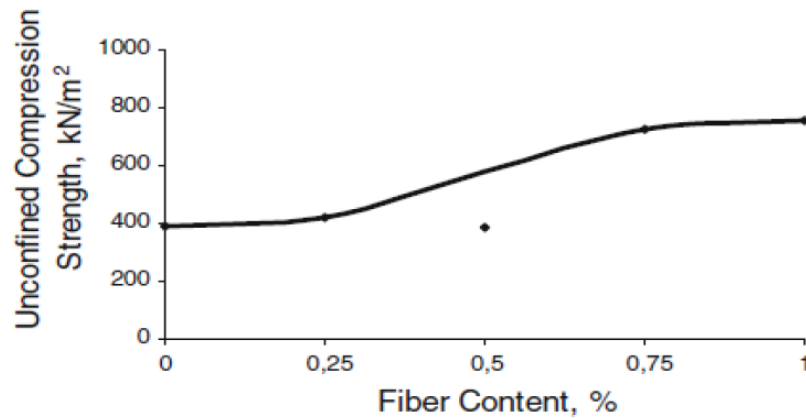


**Figure 3.3:** Valeurs de CBR pour sol renforcées à différentes teneurs en fibres (Rabindra Kumar Kar et al. 2014).

### 3.2.1.3. Influence de la fibre sur la résistance à la compression

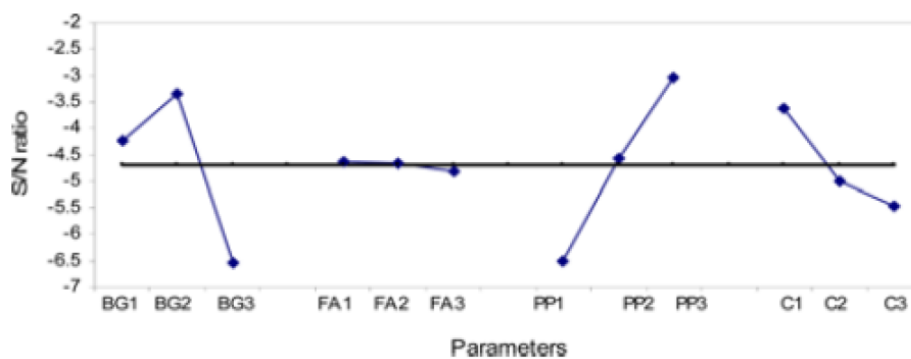
Sahin Zaimoglu et al. (2011) ont réalisé des essais de compression non confinés sur un sol à grain fin naturel déposé dans la province d'Erzurum en Turquie. Les pourcentages de fibres de polypropylène choisies: 0.25, 0.5, 0.75 et 1%.

La figure 3.4 montre la variation de la résistance à la compression sans confinement (UCS) avec une teneur en fibres de polypropylène. La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres. Cependant, le taux d'augmentation de la résistance à la compression sans confinement n'est pas significative pour une teneur en fibres supérieure à 0.75%. Par rapport à l'échantillon non renforcé, la valeur UCS de l'échantillon renforcée à 0.75% de fibres de polypropylène a augmenté d'environ 85% (à savoir, 392-727 kN/m<sup>2</sup>).



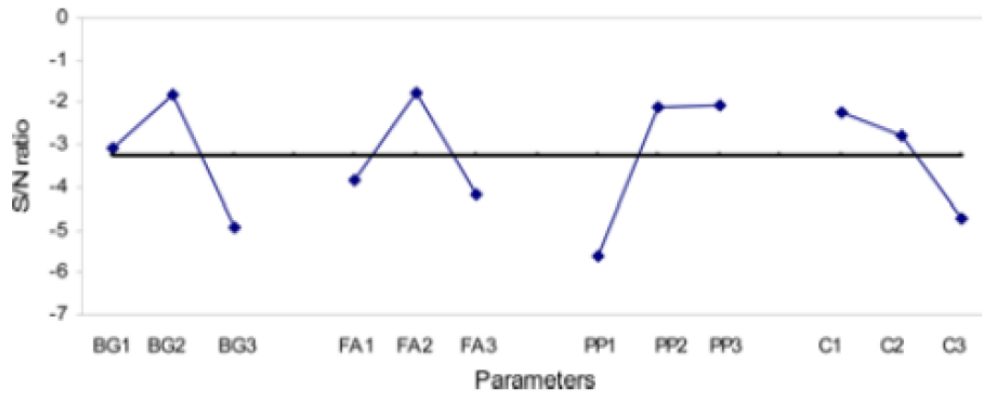
**Figure 3.4:** Effet de la teneur en fibres sur la résistance à la compression non confinée (Zaimoglu et al. 2011).

Sahin Zaimoglu (2015) a réalisé une série d'essais de compression non confinés (7, 14 et 28 jours) effectués sur chaque échantillon. 0-20%, Boral Gypsum, 0-20% cendre volante, 0 à 0.25% de polypropylène et de 0 à 3% de ciment. Le sol utilisé dans cette étude a été obtenu à partir d'un dépôt de sol à grains fins de Konakl -Erzurum dans la région de l'Anatolie orientale de la Turquie. Les effets des paramètres sur la résistance à la compression non confinée à 7, 14 et 28 jours sont donnés dans les figures (3.5, 3.6 et 3.7). La figure 3.5 et 3.6 montrent que le paramètre le plus efficace sur la résistance à la compression non confinée à 7 et 14 jours est PP. On voit que la résistance à la compression non confinée à 7 et 14 jours a augmenté avec l'augmentation du rapport de PP. La figure 3.7 montre que, 1.5% Ratio des PP augmente la résistance à la compression non confinée (28 jours), mais 2.5% Ratio des PP diminue la résistance à la compression non confinée à 28 jours.

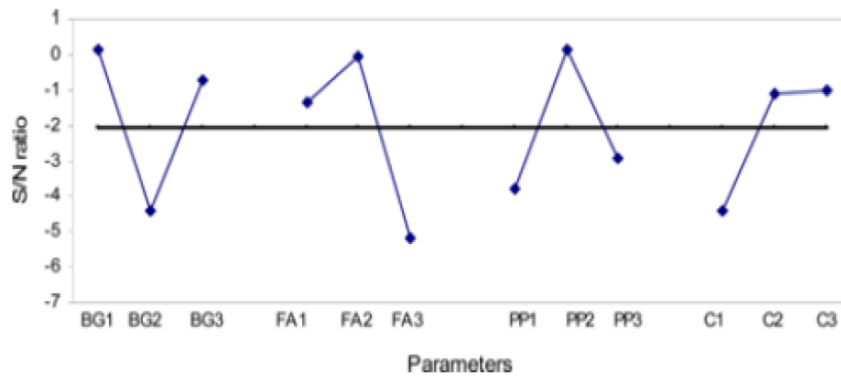


**Figure 3.5:** Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (7 Jours) (Zaimoglu, 2015).





**Figure 3.6:** Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (14 jours) (Zaimoglu, 2015).

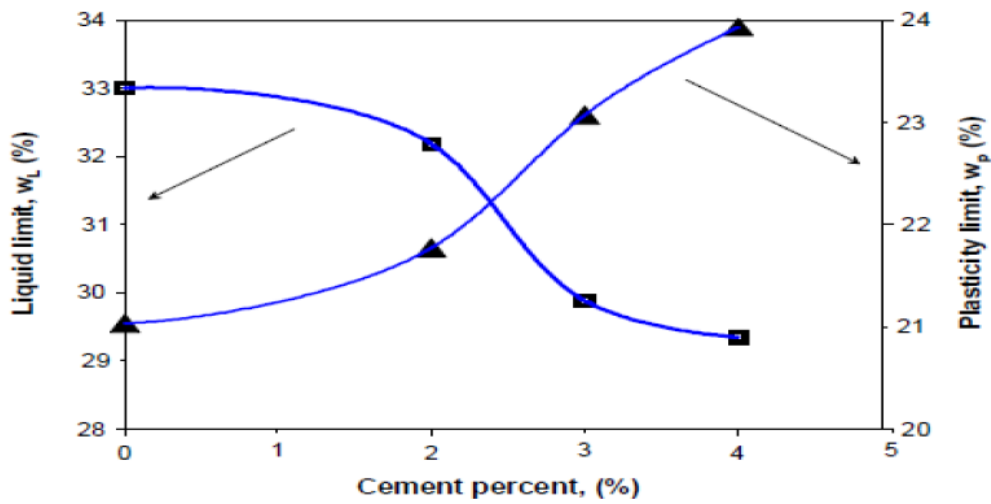


**Figure 3.7:** Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (28 jours) (Zaimoglu, 2015).

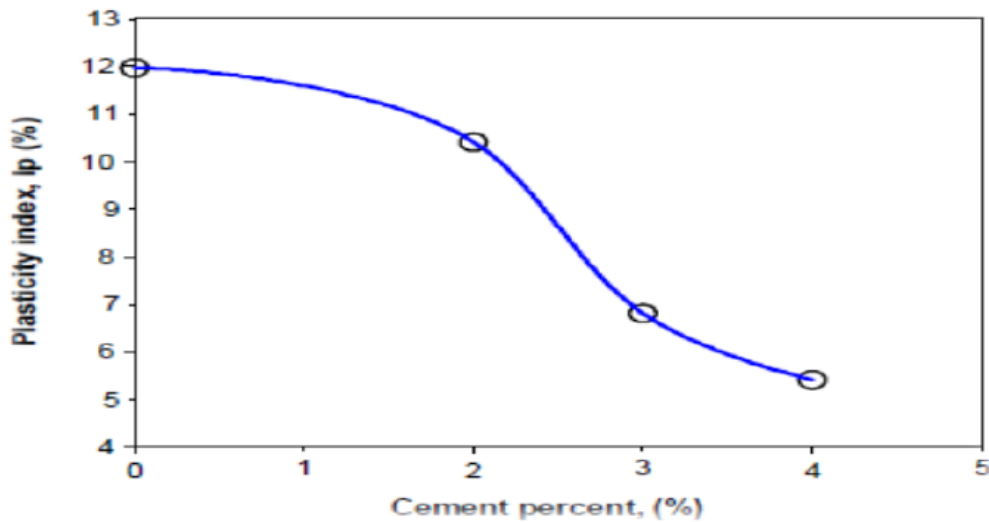
### 3.2.2. Effet du ciment

#### 3.2.2.1. Influence du ciment sur les limites d'Atterberg

Le ciment est généralement utilisé pour les sols de faible plasticité. Tous les auteurs s'accordent que l'addition du ciment cause une réduction dans l'indice de plasticité. Ces résultats ont été confirmés par de nombreux chercheurs (Okagbue et al. 2000; Parsons et al. 2005). Ghembaza et al. (2012) ont amélioré de manière significative, les propriétés physiques d'un sable limoneux très fin par ajout de ciment et le soumettre à un essai Proctor normal. Ils ont observé une diminution de la limite de liquidité qui passe 33% à 29.34% et une augmentation de la limite de plasticité qui passe de 21% à 23.93% avec l'accroissement de la quantité de ciment (figure 3.8). La variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de ciment est représentée dans la figure 3.9. On constate une diminution de l'indice de plasticité ( $I_p$ ) lorsque la teneur en ciment augmente.



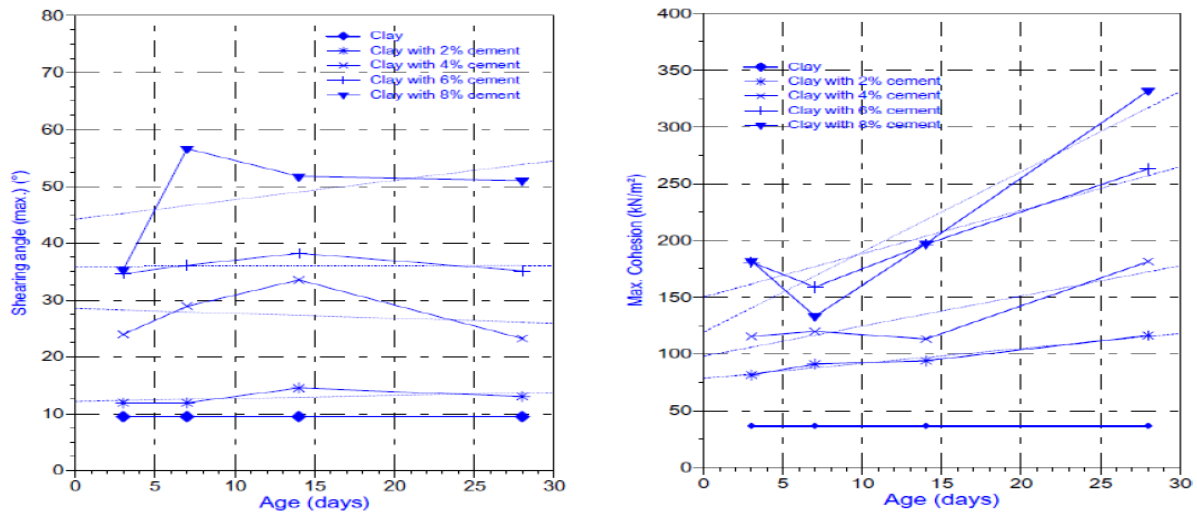
**Figure 3.8:** Variation de la limite de liquidité et de plasticité en fonction du pourcentage de ciment (Ghembaza et al. 2012).



**Figure 3.9:** Variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de ciment (Ghembaza et al. 2012).

### 3.2.2.2. Influence du ciment sur les caractéristiques de cisaillement

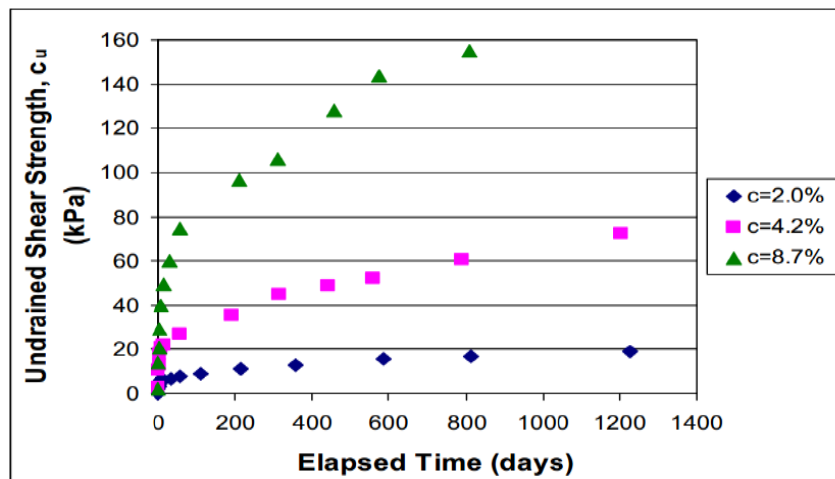
Gay et Schad (2000) ont montré que les caractéristiques de cisaillement d'un sol instable traité avec différentes teneurs en ciment ont été améliorées d'une façon remarquable et ceci pour différentes périodes de cure (figure 3.10).



**Figure 3.10:** Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement (Gay et Schad, 2000).

(a) Variation de l'angle de frottement interne, (b) Variation de cohésion

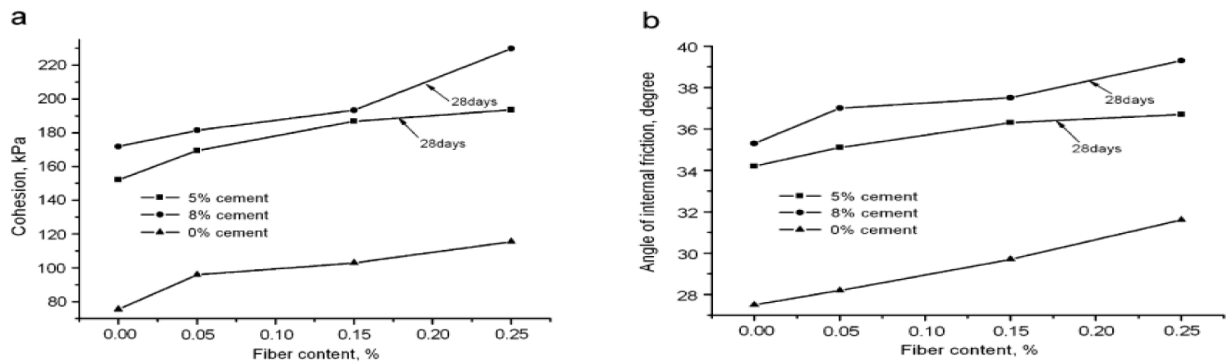
Ainsi pour une teneur en ciment de 8% et une période de cure de 28 jours, l'angle de frottement interne est environ 5 fois celui du sol instable non traité. Ceci traduit bien la stabilité requise après l'amélioration par le ciment du sol instable. Le même comportement est observé pour la cohésion qui représente 7.5 fois celle du sol non traité. La figure 3.11 montre qu'il y a une augmentation notable de la cohésion non drainée pour différents dosages en ciment et différentes périodes de cure (Saeed Sasanian 2011).



**Figure 3.11:** Variation de la cohésion non drainée eu fonction de la période de cure (Saeed Sasanian 2011).

Chao sheng Tang et al. (2006) ont réalisé Une série d'essais de cisaillement direct sur des échantillons de sols avec différents pourcentages de fibres et de ciment. Les échantillons de sol utilisés dans les essais expérimentaux ont été obtenus à partir de la zone de Nanjing (Chine). La

figure 3.12 montre la relation entre les paramètres de résistance au cisaillement et la teneur en fibres. Il est indiqué que le pourcentage de fibres et de ciment jouent un rôle important dans le développement de la résistance au cisaillement (les paramètres  $c$  et  $\phi$ ). La cohésion et angle de frottement augmentent avec l'augmentation de pourcentage de fibres. Si la teneur en fibres reste le même, l'inclusion de ciment augmente de manière significative les paramètres de résistance au cisaillement.



**Figure 3.12:** Relation entre les paramètres de résistance au cisaillement et la teneur en fibres: (a) Cohésion et teneur en fibres, (b) Angle de frottement interne et teneur en fibres (Chao sheng Tang et al. 2006).

### 3.2.2.3. Influence du ciment sur la résistance à la compression

Kenai et al. (2006) ont étudié la résistance à la compression à l'état sec et la résistance à la compression après immersion dans l'eau pendant 48 heures à 28 jours. Les essais ont été faits sur une argile sableuse avec l'addition de 0, 4, 6, 8, 10, 12, 15 et 20% du ciment portland de type CEMI 32.5. Les résultats sont montrés dans le tableau 3.3.

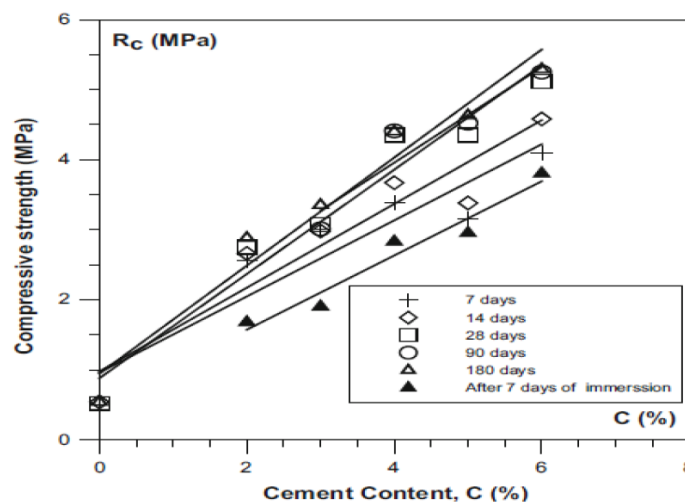
**Tableau 3.3:** Effet du ciment sur la résistance à la compression à l'état sec et après immersion (Kenai et al. 2006).

Contenu du Ciment %	0	4	6	8	10	12	15	20
Résistance à la compression à l'état sec (MPa)	1.67	2.34	3.28	4.02	4.20	5.19	6.14	6.5
Résistance à la compression résiduelle relative (%)	0	52.06	54.79	50.54	50.52	40.58	39.55	40.92

Les résultats obtenus (Tableau 3.3) montrent que l'augmentation du dosage du ciment augmente de la résistance à la compression. Ceci est dû à l'hydratation suffisante du ciment dans les pores de la

matrice et la rigidité élevée de sa structure par la formation d'un grand nombre de liant rigide dans le sol. Ces liants qui lient les particules d'argile ont pu attribuer des produits de cimentation tels que les hydrates de calcium silicate (CSH), hydrates calcium aluminate (CAH) et hydrates calcium alumino-silicate (CASH). L'immersion dans l'eau pendant 48h réduit la résistance à la compression jusqu'à 60% et la désintégration complète des spécimens non stabilisés était observée en quelques minutes.

Nour-Said Ikhlef et al. (2015) ont étudié l'effet de ciment sur la résistance à la compression de limon de Telagh (Sidi Bel Abbès). Les résultats obtenus (figure 3.13) montrent que l'augmentation du dosage du ciment augmente la résistance à la compression. À partir d'un dosage de 4% du ciment, les échantillons stockés jusqu'à 180 jours ont une résistance en compression simple d'environ 4.5 MPa, soit environ dix fois supérieure à celle du matériau non traité. Cette valeur de résistance augmente de façon significative lorsque le pourcentage de ciment est compris entre 4 et 6% des échantillons stockés jusqu'à 180 jours.



**Figure 3.13:** Evolution de la résistance à la compression en fonction du dosage de ciment pour les différents période de cure (Nour-Said Ikhlef et al. 2015).

### 3.2.3. Effet de la chaux

#### 3.2.3.1. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg

Hachichi et al. (2011) ont réalisé des essais sur l'argile de Mers El Kébir (Nord-Ouest de l'Algérie) pour apprécier l'influence de l'ajout de la chaux à différents pourcentages sur les limites d'Atterberg. Le tableau 3.4 montre que La limite de liquidité ( $W_L$ ) diminue et la limite de plasticité ( $W_P$ ) augmente avec les pourcentages jusqu'à la stabilisation dans la zone comprise entre 6% à 8%. L'indice de plasticité ( $I_P$ ) subit une diminution relativement importante avec le traitement.

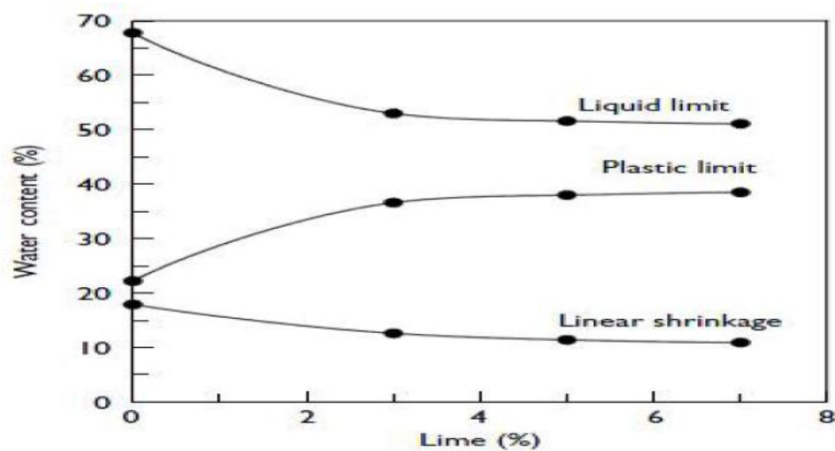
L'addition d'un pourcentage supplémentaire (plus de 8%) de chaux a un faible effet sur les limites, c'est-à-dire que  $w_L$  diminue très faiblement pendant que  $w_P$  se stabilise ou diminue légèrement. L'addition d'un pourcentage supplémentaire (plus de 8%) de chaux a un faible effet sur les limites, c'est-à-dire que  $w_L$  diminue très faiblement pendant que  $w_P$  se stabilise ou diminue légèrement.

**Tableau 3.4:** Limites de consistance mesurées en présence de la chaux.

(Hachichi et al 2011).

Matériaux	Limites d'Atterberg	H <sub>2</sub> O	CHAUX			
			2%	4%	6%	8%
Mers El Kébir	$w_L$	49.0	47	43	42	42
	$w_P$	21.0	21	23	28	28
	$I_P$	30	25	20	15	13

Nalbantoglu (2006) et Bell (1989 et 1996) ont montré que la limite de liquidité diminue après le traitement des sols par la chaux, pour la Kaolinite, elle reste inchangée et augmente parfois.



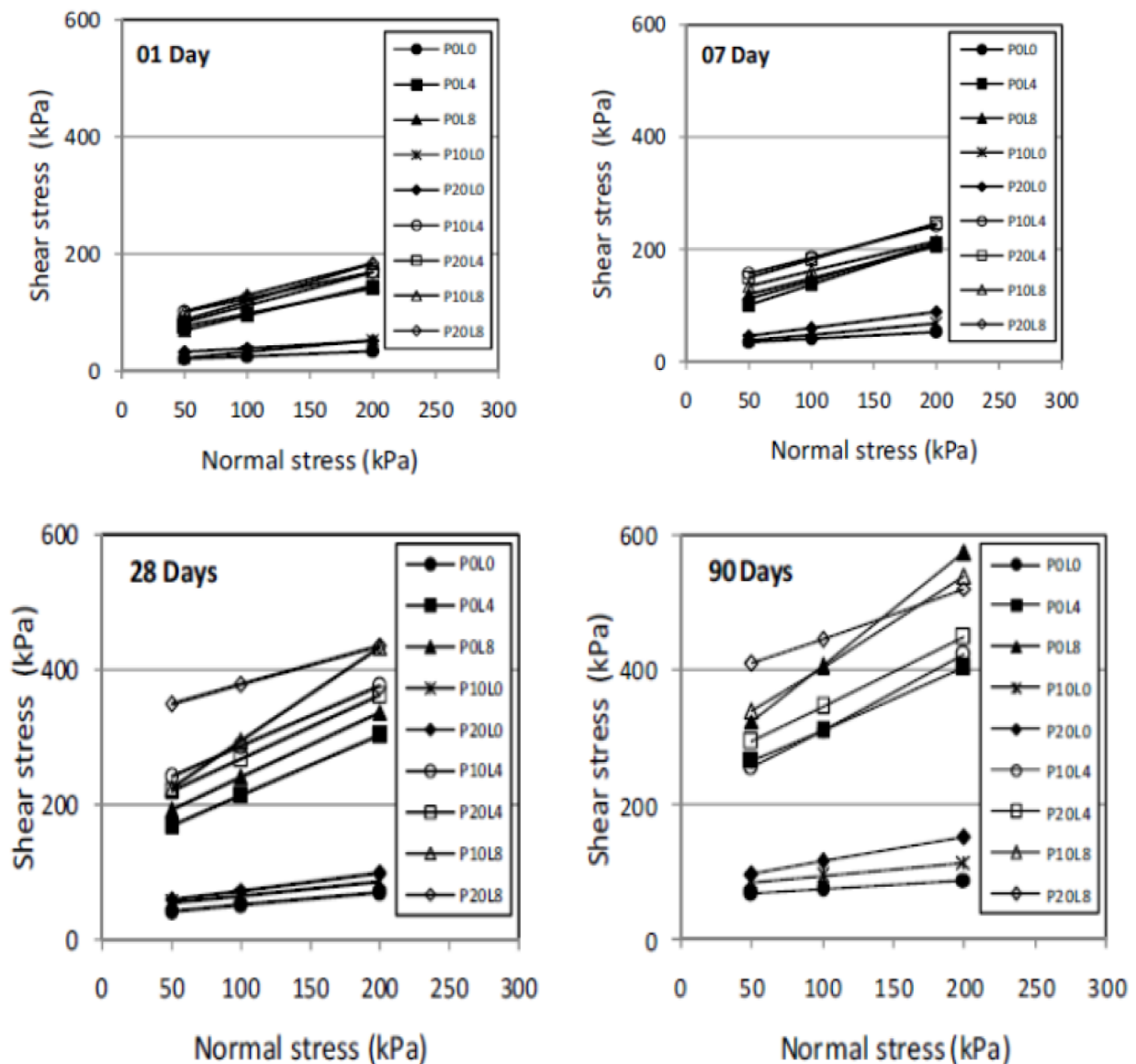
**Figure 3.14:** Effets de la Chaux sur les limites de Consistance (Nalbantoglu, 2006).

### 3.2.2.2. Influence de la chaux sur les caractéristiques de cisaillement

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition de la chaux sur la résistance au cisaillement des sols instables à traiter. Plusieurs chercheurs (Osula 1991, Gay et Schad 2000, Muntoharet Hantoro 2000, Bagherpour et Choobbasti 2003, Lin et al. 2007) ont montré que la stabilisation des sols instables à l'aide de la chaux provoque une augmentation de la résistance au cisaillement de ces sols traités par rapport aux sols naturels. Les résultats obtenus par Muntohar et Hantoro (2000) montrent que pour un dosage en chaux de 10% l'angle de frottement

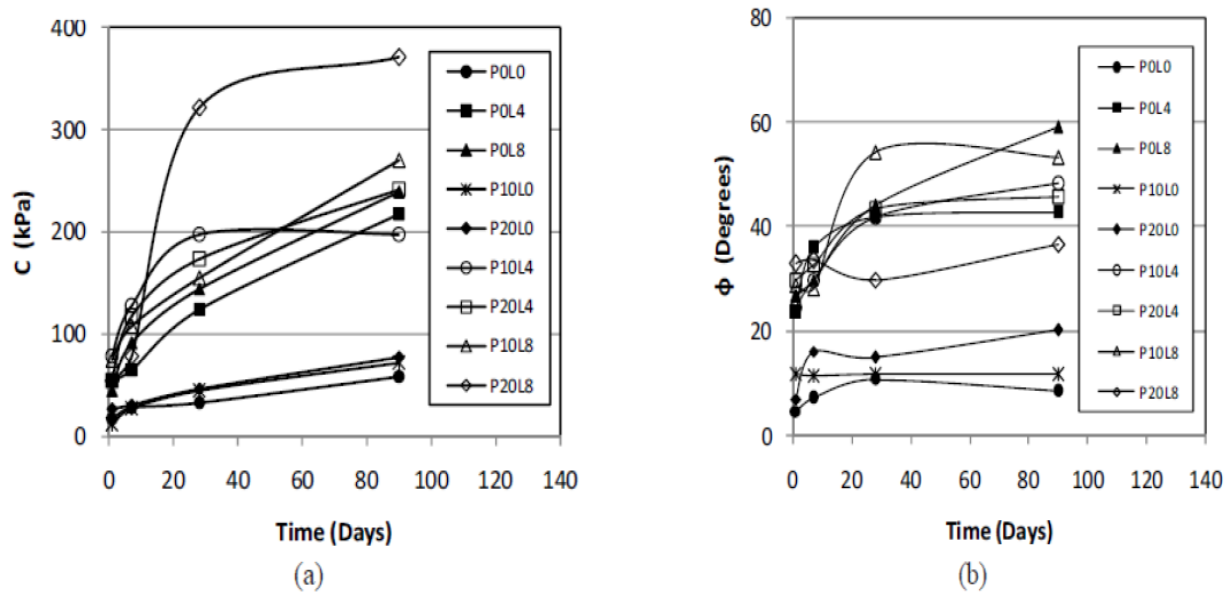
est environ 1.7 fois supérieur à celui du sol non traité. De même la cohésion est 1.3 fois supérieure à celle du sol non traité.

Harichane et al. (2011) ont étudié l'effet de la chaux sur la contrainte de cisaillement maximale de sol gris pour différentes périodes de cure .L'augmentation de la durée de cure a augmenté la contrainte de cisaillement de sol testé. L'ajout de chaux a un important effet sur la contrainte de cisaillement en particulier au-delà de 28 jours et les échantillons contenant 8% de chaux pour le sol gris et amélioré (figure 3.15).



**Figure 3.15:** Variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale du sol gris pour différentes périodes de cure (Harichane et al. 2011).

La variation des paramètres de cisaillement de sols traités est représentée sur la figure 3.16.

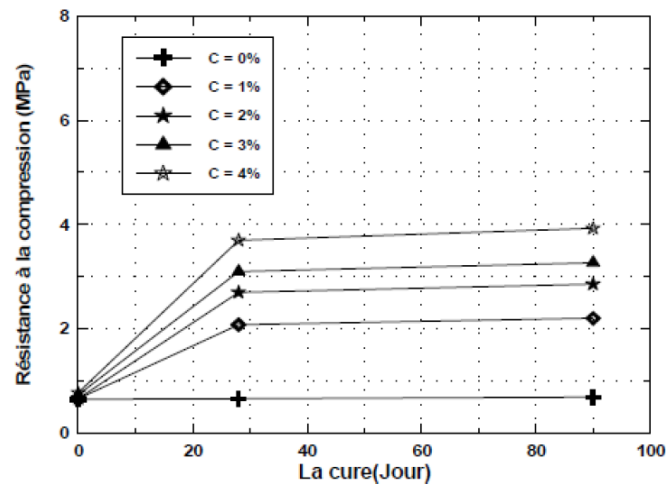


**Figure 3.16:** Variation des paramètres de cisaillement du sol gris avec la durée de cure  
(a) Cohésion; (b) Angle de frottement (Harichane et al. 2011).

### 3.2.3.3. Influence de la chaux sur la résistance à la compression

Mellal et Lamri. (2010) ont étudié l'influence de la chaux sur la résistance à la compression pour différentes périodes de cure. La figure 3.17 représente le développement de la résistance à la compression en fonction des différentes conditions de cure pour les mélanges traités et non traités. On remarque que pour une durée de cure nulle (l'écrasement immédiat), la résistance à la compression garde sa valeur faible pour les différents mélanges. Pour la durée de cure de 28 jours, on constate une évolution importante avec l'augmentation du pourcentage de la chaux, les valeurs de la résistance obtenues pour les mélanges C = 1, 2, 3 et 4% sont respectivement 2.08, 2.7, 3.1 et 3.7 MPa. Pour la durée de cure de 90 jours, on remarque une faible augmentation de la résistance qui varie de 3.7 à 3.93 MPa pour un pourcentage de 4%. La résistance à la compression augmente avec l'accroissement du pourcentage en chaux dans les mélanges traités, cette augmentation peut être expliquée par l'addition des matériaux fins dans les sols qui implique une augmentation de la cohésion. La raison de la forte augmentation de la résistance à la compression après 28 jours est justifiée par la réaction d'hydratation de la chaux pendant cette période.





**Figure 3.17:** Variation de la résistance à la compression en fonction de la durée de cure et le pourcentage en chaux additionné (Mellal et Lamri, 2010).

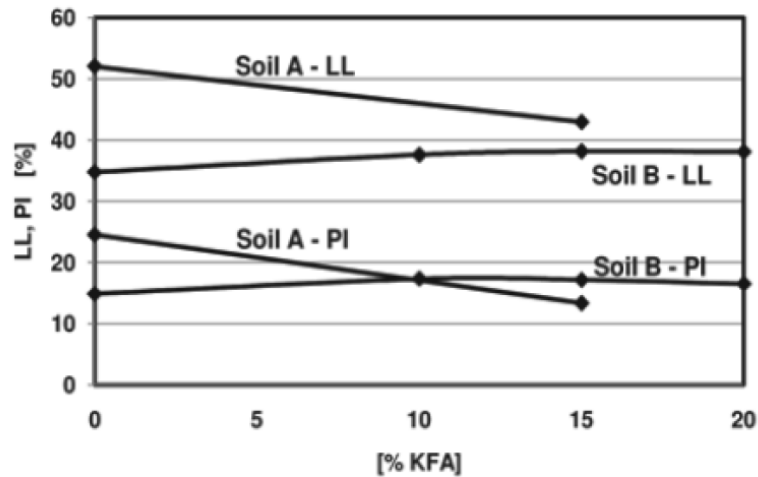
Manasseh et Olufmi (2008) ont obtenu une valeur optimale de la chaux de 8%, pour laquelle la résistance à la compression augmente de  $126 \text{ kN/m}^2$ , à  $1400 \text{ kN/m}^2$  et  $1480 \text{ kN/m}^2$  à 7, 14 et 28 jours respectivement.

### 3.2.4. Effet des cendres volantes

#### 3.2.4.1. Influence des cendres volantes sur les limites d'Atterberg

L'addition des cendres volantes, en général, diminue l'indice de plasticité. Elles réduisent l'indice de plasticité des sols de plasticité élevée. Tandis que, elles ont peu d'influence sur l'indice de plasticité des sols de faible plasticité (Dégirmenci et al. 2007; Bin-Shafique et al. 2009).

Selon Vukićević .M (2013), les cendres volantes modifient le comportement de plasticité des sols instables. Cet auteur a utilisé deux types de sol avec les cendres volantes de la centrale thermique "Kolubara" (KFA): Soil A: avec haut plasticité, Soil B: avec faible plasticité. Dans le cas du milieu de terrain de grande plasticité (sol A), on constate que l'augmentation du KFA diminue la limite de liquidité et l'indice de plasticité, ce qui n'est pas le cas de sol de faible plasticité (sol B), comme le montre la figure 3.18.



**Figure 3.18:** Variation des limites d'Atterberg pour les mélanges à t = 0 (Vukićević, 2013).

### 3.2.4.2. Influence des cendres volantes sur l'indice CBR

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition de cendre volante sur le CBR des sols instables. Plusieurs chercheurs (Mackiewicz et Ferguson 2005, White et al. 2005 et Edil et al. 2006) ont montré que la stabilisation des sols instables à l'aide de la cendre volante provoque une augmentation du CBR.

Gümüşer et Şenol. (2013) ont réalisé des essais sur des échantillons de sol préparés à trois pourcentages différents de la teneur en fibres (0.5, 1 et 1.5% en poids du sol) et deux pourcentages différents de cendres volantes (à savoir 10% et 15% en poids du sol). Le tableau 3.5 indique que:

a- L'addition de fibres de polypropylène à la cendre volante- mélanges de sol a entraîné une augmentation significative des valeurs de CBR.

b- Les échantillons de sol argileux stabilisés avec des fibres de cendres volantes et de polypropylène montrent une augmentation des valeurs de CBR; pour le sol + 15% des cendres volantes + 0,5% MF cela était d'autant que 63.79% en raison de la cendre volante agissant comme un agent de liaison.

c- La valeur maximale de CBR des groupes SOFA 15MF0.5, SOFA 15FB0.5 était de 29%, tandis que la valeur minimale de 1.97% a été obtenue pour le groupe SOFA MF1.5.

d- Le CBR des fibres multi filamentaires (moyenne de F19) était un peu plus élevé que pour les fibres de polypropylène (F19 de moyenne).

Tous les résultats ont indiqué qu'une augmentation des cendres volantes a entraîné une augmentation des valeurs de CBR, qui a été améliorée par l'addition de fibres de polypropylène.

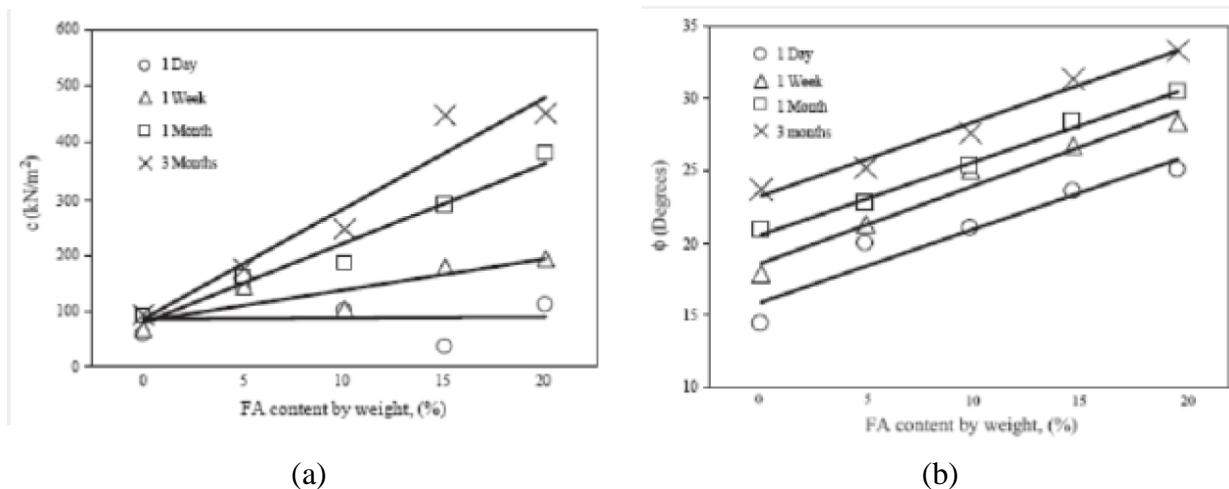
**Tableau 3.5:** Détail de cendre volante-sol-mélanges de fibre pour les essais réalisés (Gümüşer et Şenol. 2013).

Combinaison	Soil (%)	Fly Ash (%)	Fiber (%)	MDUW (kg/m <sup>3</sup> )	OWC (%)	CBR average	CBR rate of increase
SO	100	0	0	1320.00	35.80	0.47	1
SOF A10	90	10	0	1281.35	38.63	6,16	13,11
SOF A15	85	15	0	1238.05	40.85	13,47	28,65
SOF AFB1.5	98,5	0	1,5	1265,97	34,45	2,7657	5,88
SOF AFB1	99	0	1	1288,1	35,3	3,2372	6,89
SOF AFB0.5	99,5	0	0,5	1287,7	34,88	3,2947	7,01
SOF AMF1.5	98,5	0	1,5	1271,4	34,8	1,978	4,21
SOF AMF1	99	0	1	1292,5	36,31	2,3172	4,93
SOF AMF0.5	99,5	0	0,5	1286,29	35,79	2,2195	4,72
SOF A10FB1.5	88,5	10	1,5	1248	37,55	15,116	32,16
SOF A10FB1	89	10	1	1268,81	38,09	18,078	38,46
SOF A10FB0.5	89,5	10	0,5	1283,14	37,91	22,298	47,44
SOF A10MF1.5	88,5	10	1,5	1245,12	37,11	18,434	39,22
SOF A10MF1	89	10	1	1262,63	37,67	21,717	46,21
SOF A10MF0.5	89,5	10	0,5	1272,42	37,83	23,925	50,91
SOF A15FB1.5	83,5	15	1,5	1243,29	37,62	27,651	58,83
SOF A15FB1	84	15	1	1245,65	38,91	27,513	58,54
SOF A15FB0.5	84,5	15	0,5	1251,4	39,24	29,307	62,36
SOF A15MF1.5	83,5	15	1,5	1229,47	38,67	23,327	49,63
SOF A15MF1	84	15	1	1248,15	39,36	27,933	59,43
SOF A15MF0.5	84,5	15	0,5	1256,05	39,21	29,980	63,79

CBR<sub>rate of increase</sub> = CBR<sub>average</sub> / CBR<sub>unreinforced</sub>  
 FB:Fibrillated polypropylene fiber, MF: Multiflament polypropylene fiber

**3.2.4.3. Influence des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement**

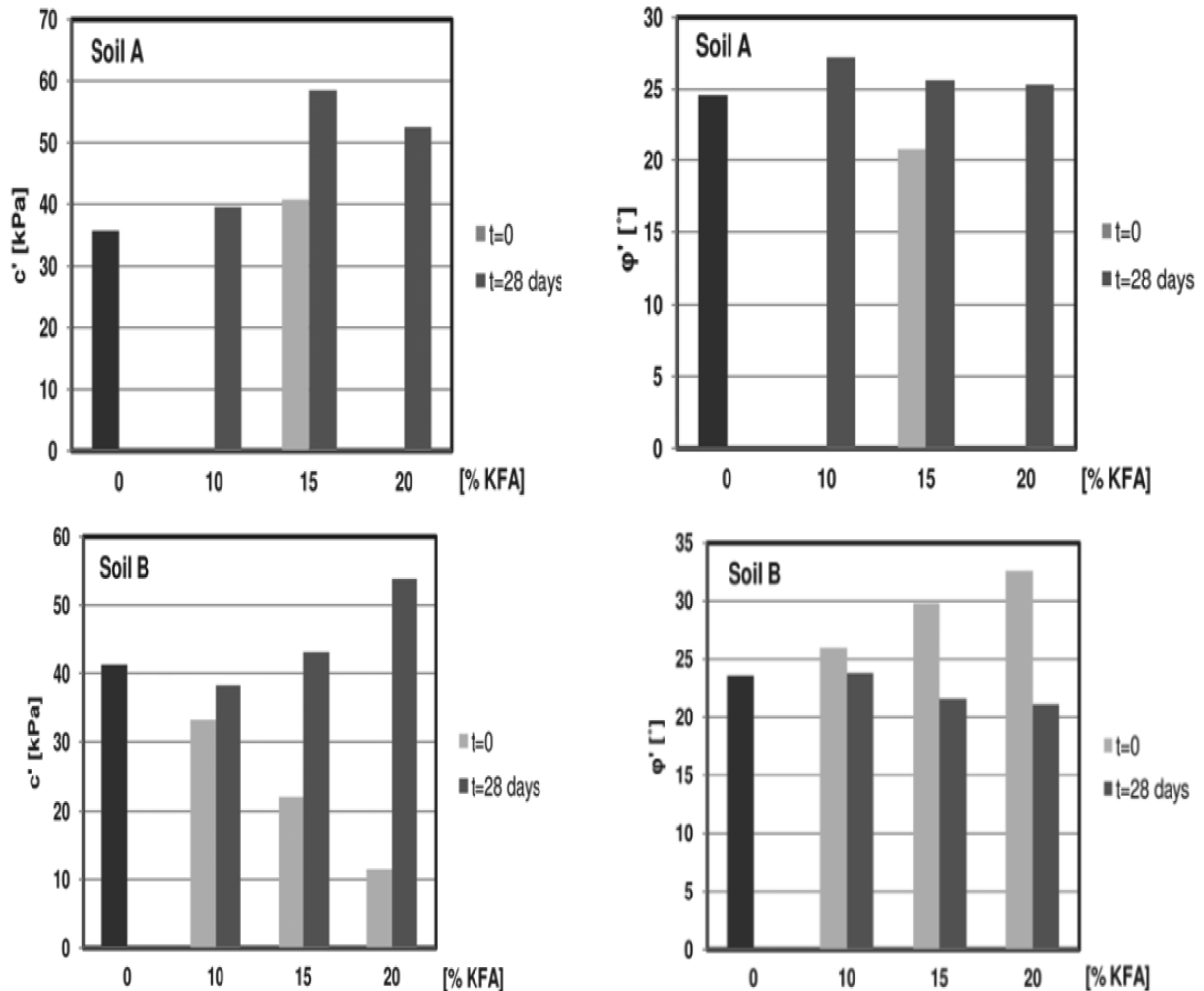
Sezer et al. (2006) ont montré que les caractéristiques de cisaillement du sol instable traité présentent une grande amélioration prouvant ainsi l’efficacité du traitement aux cendres volantes (figure 3.19). Ainsi pour une teneur en cendres volantes de 20% et une période de cure de 28 jours, la cohésion est environ 3.8 fois celle du sol non traité. De même, l’angle de frottement interne est environ 0.5 fois celui du sol non traité.



**Figure 3.19:** Variation des caractéristiques de cisaillement (Sezer et al. 2006).

(a) Variation de la cohésion, (b) Variation de l’angle de frottement interne.

Vukićević et al. (2013) ont montré que l'angle de frottement à long terme ne change pas sensiblement avec l'addition de cendres volantes pour les deux types de sols. D'un autre côté, la cohésion augmente de manière significative avec le temps pour tous les mélanges testés. Ceci est associé à des propriétés pouzzolaniques de cendres volantes utilisées (figure 3.20).



**Figure 3.20:** Variation des paramètres de résistance au cisaillement (Vukićević et al. 2013).

### 3.3. Conclusion

La recherche bibliographique nous a permis à consulter la documentation concernant la thématique du traitement des sols au polypropylène, au ciment, à la chaux et aux cendres volantes. D'une manière générale ces études concernent des avancées techniques dans le mode de traitement et de stabilisation des sols. Dans le cadre de notre travail de recherche, il a été décidé de tester l'amélioration du comportement du sol de Chlef (sol à risque certifié par les différentes expertises), par des fibres de verre. Les échantillons ainsi constitués sont testés à l'appareil de cisaillement direct. Les caractéristiques des matériaux sujets aux tests, l'appareillage utilisé et la procédure expérimentale sont exposées dans le chapitre 4.

***Chapitre 4:***

***Dispositif expérimental et caractéristiques des matériaux utilisés***

#### 4.1. Introduction

Dans le but d'obtenir une meilleure connaissance du comportement mécanique des sols représentés ici par des mélanges de sable et des fibres de verre, nous avons tenté de mettre en évidence le rôle de l'influence des fibres de verre sur la résistance au cisaillement. Pour identifier le matériau utilisé, des essais ont été réalisés pour la détermination des caractéristiques physiques du sable. Des essais mécaniques ont permis aussi de déterminer les caractéristiques de cisaillement.

Les essais d'identification ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil de Tiaret, les essais de cisaillement ont été réalisés au laboratoire (LSME) de l'université de Chlef.

#### 4.2. Caractéristiques physiques du sol utilisé

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.

Les caractéristiques physiques du sable naturel d'Oued Chlef ainsi que celles des fibres de verre seront présentées. Les photos du sol de base (sable naturel de Chlef) ainsi que celles des fibres de verre utilisées comme des ajouts sont représentées dans les figures 4.1, 4.2 et 4.3.

Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued Chlef dont le cours d'eau passe dans la région de Chlef (Ex El Asnam, Algérie), (Ville sévèrement touchée par le séisme du 10 Octobre 1980; évalué par une Magnitude de 7.3 à l'Echelle de Richter).

Le sable de Chlef de couleur grise et à granulométrie moyenne a été tamisé à 2mm. Il est composé de grains quartzueux homogènes lisses solides et résistants à la rupture.



**Figure 4.1:** Sable naturel d'Oued Chlef

Des fibres de verre commercialisées (Figure 4.2) sous le nom *EWR800* (E en fibres de verre) ont été utilisées dans cette étude pour réaliser les échantillons. Leurs propriétés et caractéristiques mécaniques les plus importantes, tel que donné par le fabricant, sont: longueur  $L_f = 10$  mm, diamètre  $D_f = 0.024$  mm, rapport d'aspect (longueur/diamètre)  $\approx 416$ , et masse surfacique = 800 g/m<sup>2</sup>.



**Figure 4.2:** Vue des fibres de verre



**Figure 4.3:** Préparation des échantillons secs (sable + fibres de verre)

## 4.2.1. Analyse granulométrique

### 4.2.1.1. 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  $D > 80\mu\text{m}$ .

#### 4.2.1.2. 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.

#### 4.2.1.3. Matériels utilisés

Le matériel utilisé est composé de (Figure V.3)

- 1- Une série des tamis
- 2- Une balance.
- 3- Un sol de masse 500g.
- 4- Un couvercle pour fermer les tamis.
- 5- Un fond de tamis.
- 6- Une tamiseuse mécanique.



Des tamis



Une tamiseuse électrique

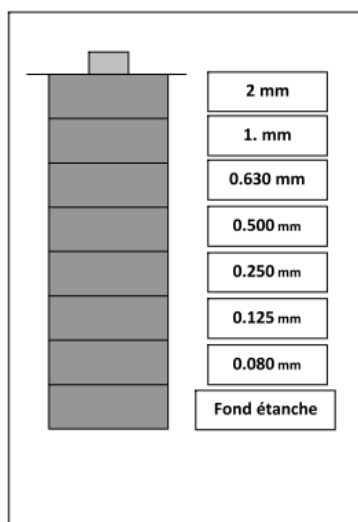


Une balance

**Figure 4.4:** Matériel utilisé 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 4.5:** 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 utilisés se suivent par une progression géométrique depuis le tamis 0.08mm jusqu'au tamis 2mm. (Figure 4.5) Pour des ouvertures inférieures à  $63\mu\text{m}$ , 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.

#### 4.2.1.4. Appareillage

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

**Tableau 4.1:** Matériels utilisées dans l'analyse granulométrique.

Analyse granulométrique par tamisage	Analyse granulométrique par sédimentation
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Série des tamis;</li> <li>- Echantillon de sable;</li> <li>- Tamiseuse électrique;</li> <li>- Balance électrique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eprovettes 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'Hexamétaphosphate;</li> <li>- Une quantité de sol (fines).</li> </ul>

#### 4.2.1.5. 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  $500g$  ( $200D \leq m \leq 600D$ ).

#### 4.2.1.6. 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.

#### 4.2.1.7. Expression des résultats

Les résultats des essais granulométriques du sable propre de Chlef ainsi que des mélanges sable propre de Chlef + fines de Chlef en différents pourcentages sont représentés dans les figures 4.6, 4.7 et 4.8.

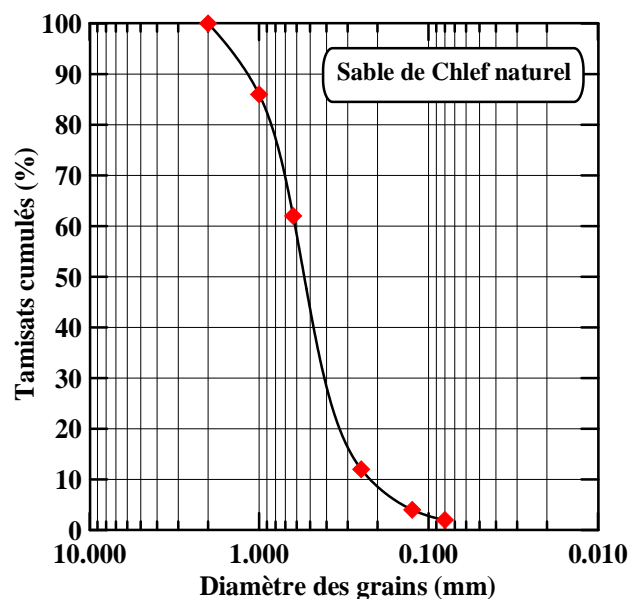


Figure 4.6: Courbe granulométrique du sable de Chlef

#### 4.2.2. Essai au pycnomètre

##### 4.2.2.1. But d'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.

#### 4.2.2.2. Principe de l'essai

Cet essai utilise le principe de la poussée d'Archimède (le 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 ( $\gamma_s$ ).

#### 4.2.2.3. Appareillage

L'appareillage suivant est utilisé dans cet essai (figure 4.9):

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



**Figure 4.7:** Essai au pycnomètre.

#### 4.2.2.4. 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 ( $P_1$ ). 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 ( $P_2$ ). 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 ( $P_3$ ). Après ce pesage, on nettoie bien le pycnomètre et on le remplit avec de l'eau,

jusqu'au repère fixe (choisit pour mesurer  $P_3$ ) et on pèse l'ensemble (eau + pycnomètre) le poids obtenu est ( $P_4$ ) (Tableau 4.2 et 4.3). Le poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ ) est donné par:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} = \frac{(P_2 - P_1)}{P_4 + (P_2 - P_1) - P_3} \times \gamma_w$$

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

#### 4.2.2.5. Masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ )

La norme (NF P94-054) a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau de la masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ ) de sol, appelée aussi masse réelle. La masse volumique des particules solides est le quotient de la masse des particules solides ( $m_s$ ) par leur volume ( $V_s$ ): quotient de la masse des particules solides ( $m_s$ ) par leur volume ( $V_s$ ):

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$$

#### 4.2.2.6. Masse volumique sèche ( $\rho_d$ )

La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ), est le quotient de la masse des particules de sol sec ( $P_s$ ) par le volume total de la même masse de sol ( $V$ ), y compris le volume des vides:

$$\rho_d = \frac{P_s}{V}$$

#### 4.2.2.7. Indice des vides ( $e$ )

L'indice des vides( $e$ ), est le rapport du volume des vides ( $V_v$ ) au volume des grains solides( $V_s$ ). L'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés ( $\rho_s$  et  $\rho_d$ ) selon la formule:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

Les valeurs de l'indice des vides minimal et maximal sont déterminées par la norme NF P94-59. Les tableaux 4.2 et 4.3 résument les caractéristiques physiques du sable de Chlef et des fibres de verre.

**Tableau 4.2:** Caractéristiques physiques du sable de Chlef

$e_{\min}$	$e_{\max}$	$\gamma_{d\min}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	$\gamma_{d\max}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	$\gamma_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )	$D_{10}$ (mm)	$D_{50}$ (mm)	$C_u$	Forme des grains
0.535	0.854	1.34	1.73	2.68	0.25	0.55	2.40	Arrondie

**Tableau 4.3:** Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de verre

Longueur (L)	Diamètre (D)	Épaisseur (e)	Densité spécifique ( $G_s$ )	Masse spécifique	Résistance à la traction (T)	Module de cisaillement (G)
(mm)	(mm)	(mm)	( $g/m^3$ )	/	(N)	(MPa)
10	0.024	0.013	2.62	800	2500	29200

### 4.3. Dispositif expérimental

Cet essai est issu d'après les expériences réalisées par coulomb, il s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement. Cette boîte est constituée de deux parties se déplaçant l'une par rapport à l'autre dans un plan horizontal. L'essai consiste à placer un échantillon de sol dans une boîte de cisaillement et à la soumettre à une charge verticale N et à une charge horizontale T, que l'on augmente progressivement jusqu'à la rupture. La vitesse à laquelle on augmente la charge horizontale doit être assez faible pour assurer les meilleures conditions de drainage possibles et dissiper toutes les pressions interstitielles. Le plan de rupture se développe progressivement le long du plan horizontal imposé par le déplacement de la partie inférieure de la boîte de cisaillement sur sa partie supérieure. La charge horizontale maximale T enregistrée définit les conditions de rupture. En mesurant l'aire corrigée ( $A_c$ ) sur laquelle agissent les charges N et T, on peut calculer directement la contrainte normale effective ( $\sigma_{nrupt}$ ) et la résistance au cisaillement effective à la rupture ( $\tau_{rupt}$ ).

#### 4.3.1. 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.

#### 4.3.2. Appareillage utilisé

Les essais de cisaillement ont été réalisés au laboratoire (LSME) de l'université de Chlef (Figure 4.16). La boîte de Casagrande, le bâti de consolidation sur lequel on dépose la boîte, est surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge N.

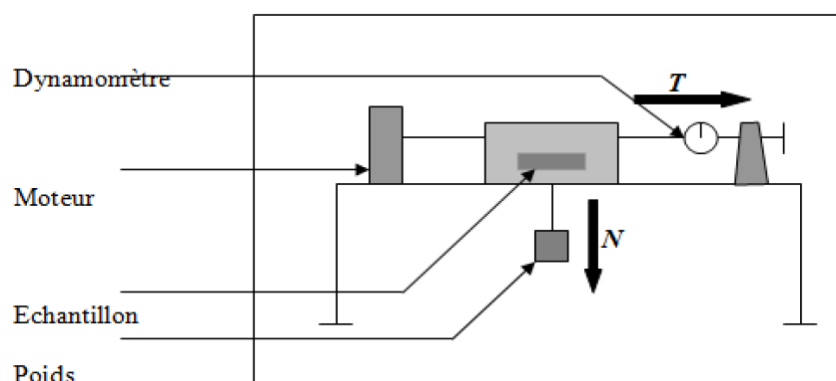


**Figure 4.8:** Boîte de cisaillement de direct du laboratoire de MDS.

Le dispositif est constitué comme suit:

- Pierre poreuse: Elles permettent de drainer l'échantillon et elles assurent une bonne adhérence entre l'échantillon et les demi-boîtes.
- Demi-boîte supérieur: formée d'un cadre et d'un piston elle permet de respecter la charge verticale  $N$  sur l'échantillon seulement.
- Demi-boîte inférieur: Elle est fixe et elle sert de moule.

Dispositif à contrainte contrôlée: il entraîne la demi boîte inférieure à vitesse constante la mesure de la contrainte de cisaillement  $\tau$  et s'effectue par un dynamomètre (figure 4.17).



**Figure 4.9:** Schéma de dispositif

- La boîte de cisaillement (de section intérieure  $A = 1 \times 1 = 60 \times 60 \text{ mm}^2$ ) composée de deux demi-boîtes. La partie supérieure est immobile et la partie inférieure est mobile et contiennent des plaques drainantes.

- Le dispositif de l'application de l'effort normal désiré.
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi - boîtes.
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillements.
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements horizontaux.
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements verticaux.

#### 4.3.3. Principe de fonctionnement

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent coulisser horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur l'échantillon une contrainte normale  $\sigma$ . L'essai consiste à tirer horizontalement sur une des mâchoires (généralement la mâchoire inférieure) de façon à cisailier le sol. On mesure  $F$  en fonction des déformations horizontales  $\Delta L$ . L'essai se fait à une vitesse contrôlée  $v$  dont dépendent les facteurs  $C$  et  $\phi$ .

#### 4.3.4. Remarque

La section peut être carrée ou cylindrique selon la forme du moule, de la cellule et de l'appareille utilisée. Les valeurs de  $c$  et  $\phi$  dépendent des conditions d'essai à savoir, vitesse de déplacement, drainage, etc...

#### 4.3.5. Mode opératoire

Les essais de cisaillement sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1). Les mélanges sable et limons sont mis dans la boîte de cisaillement. Tous les essais ont été réalisés à une vitesse de déplacement constante de 1.00 mm/min. La contrainte de cisaillement est mesurée en fonction du déplacement horizontal jusqu'à une valeur moyenne de déplacement de 7.5 mm.

#### 4.3.6. Préparation de l'échantillon

On prélève un échantillon de sol représentatif en quantité suffisante pour effectuer au moins trois essais avec des charges verticales différentes ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa) et de densité variée (lâche et dense), On choisit la boîte de cisaillement en fonction du type de sol. La boîte dont la section intérieure est carrée convient parfaitement aux sols pulvérulents, tandis que qu'il est préférable d'employer la boîte circulaire avec les sols cohérents. La largeur ou diamètre intérieur de la boîte devrait être supérieure à 5cm.

Le diamètre équivalent des plus grosses particules dans les cas des sables: On se sert couramment de la boîte de cisaillement carrée de 6cm de côté. Si le sol contient une certaine quantité de gravier, il faudra utiliser une boîte de 10cm ou de 30cm de côté. On assemble solidement les deux parties de la boîte de cisaillement au moyen de deux vis de blocage et on mesure sa hauteur ( $H$ ), sa longueur

(L) et sa largeur (1) à l'intérieur on présume que la longueur est parallèle à la direction du déplacement. On installe ensuite la plaque de soutien au fond de la boîte, puis on place une pierre poreuse et une plaque rainurée perforée par-dessus. On dépose le sol dans la boîte suivant une méthode qui permet de reproduire le plus fidèlement possible les conditions que l'on veut mesurer. On peut préparer les échantillons selon plusieurs méthodes, notamment déversement à sec (air pluviation), sédimentation, placement humide, sous compaction.

#### 4.3.7. Lecture

Pour tous les essais on lit les déformations de l'anneau des déplacements de 4/10min c'est-à-dire toutes les 15 secondes pour les vitesses 1.0mm /min Arrêter 1 essai lorsque la contrainte de cisaillement devient constante ou quand les valeurs lues décroissent.

#### 4.3.8. Fin de L'essai

- Enlever les poids du plateau de la charge;
- Débloquent l'anneau dynamométrique;
- Enlever la boîte du chariot de l'appareil;
- Sortir l'éprouvette de la boîte;
- Mesurer le poids spécifique fin.

#### 4.3.9. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement:

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale  $\sigma_n = 100, 200, 300\text{kPa}$ , maintenue constante toute le long de l'essai;
- Régler la vitesse de la machine, de façon à imposer un déplacement horizontal relatif constant entre les deux demi-boîtes, (1 mm/min) dans notre cas;
- Mettre tous les comparateurs (déplacement horizontal, déplacement vertical et force) à zéro;
- Actionner la machine et prendre des lectures sur les trois comparateurs simultanément;
- La rupture est caractérisée par l'apparition du pic ou par l'existence d'un palier, ce qui permet d'arrêter l'essai après 4 à 5 lectures décroissantes ou stabilisées, si non, on arrête à la déformation horizontale maximale;
- Après avoir terminé l'essai, on convertit toutes les lectures obtenues sur les différents comparateurs en unités de calcul.



#### 4.3.10. Expression des résultats

Les lectures obtenues sur les différents comparateurs, sont converties en unités de calcul comme suit:

La section corrigée:  $S_c = L (L - \Delta L) \text{ cm}^2$

Avec:

L: Longueur de la boîte de cisaillement ( $L = 60\text{mm}$ );

$\Delta L$ : Déplacement horizontal (mm);

La variation de volume:  $\Delta V/V$  (%);

Avec:

$\Delta H$ : Déplacement vertical (mm)

La contrainte tangentielle:  $\tau$  (kPa)

Avec:

T: Force de cisaillement (daN)

#### 4.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement des sables et des mélanges sable et fibres de verre. Ce dispositif est fondé sur l'utilisation de la boîte de cisaillement direct communément appelée boîte de Casagrande. Le mode opératoire suivi a été élaboré. Il permet de confectionner des échantillons homogènes et de réaliser des essais de bonne qualité. Les pertinences du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiées par des tests de répétabilité. Il a été présenté dans ce chapitre les caractéristiques des deux types de matériaux utilisés: sable de Oued Chlef et les mélanges sable -fibres de verre. Dans le chapitre suivant nous allons étudier le comportement de ce matériau en mettant l'accent sur l'influence de quelques paramètres à l'aide des essais effectués à la boîte de cisaillement.

***Chapitre 5:***  
***Résultat des essais de cisaillement et discussions***

## 5.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présente une interprétation détaillée de l'effet des fibres de verre sur le comportement mécanique du sable de Chlef. Les échantillons sont préparés en mélangeant le sable de Chlef avec différents pourcentages de fibres de verre variant de 0, 0.2, 0.4, 0.6 et 0.8%. Les essais ont été réalisés à la boîte de cisaillement à deux densités relatives, état lâche pour une densité relative de  $D_r = 20\%$  et état dense pour une densité relative de  $D_r = 80\%$ . Les contraintes normales initiales appliquées au cours des essais sont respectivement:  $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa.

## 5.2. Présentation et discussion des résultats

Nous présentons dans ce paragraphe les différents courbes obtenus comportant l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal, contraintes de cisaillement maximale en fonction du pourcentage des fibres de verre ainsi que l'obtention des droites de Coulomb traçant l'enveloppe des cercles de Mohr et qui donnent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

### 5.2.1. Essais effectués à l'état lâche ( $D_r = 20\%$ )

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

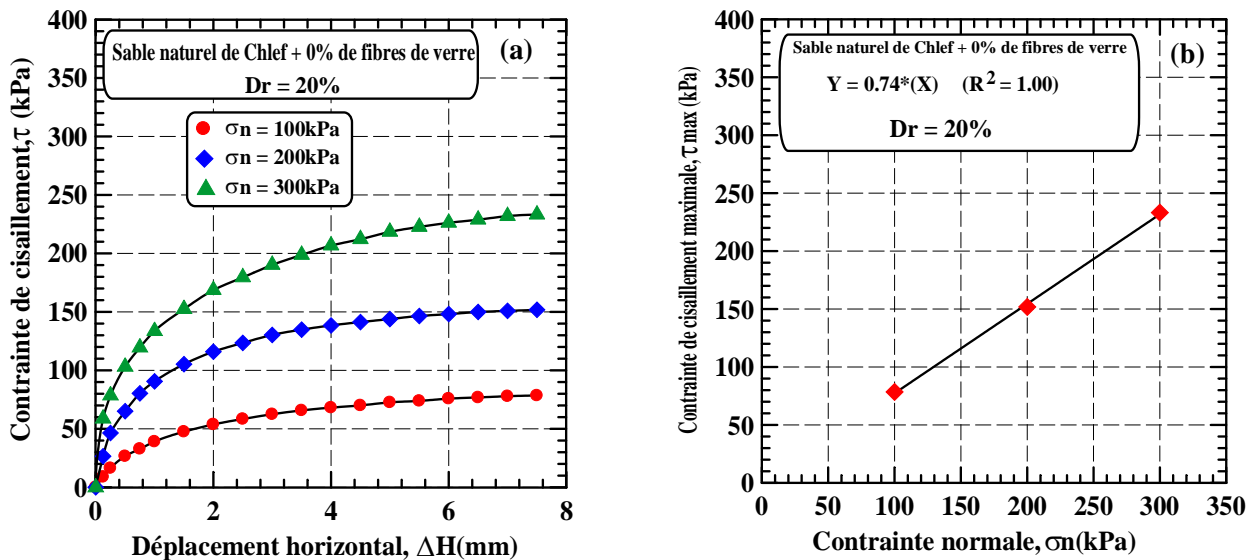
La figure **5.1** présente les résultats des essais effectués à l'état lâche, sur le sable de Chlef non renforcé (0% de fibres de verre) pour différentes contraintes normales. On constate d'après la figure **5.1a** que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale avec une cohésion nulle. La figure **5.1b** montre le chemin de contraintes dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ , on constate que cette ligne est droite qui passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi$ .

Où:

$\tau$ : Contrainte de cisaillement maximale;

$\sigma_n$ : Contrainte normale;

$\phi$ : L'angle de frottement interne.



**Figure 5.1:** Comportement du sable de Chlef non renforcé à l'état lâche:

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

### 5.2.2. Sable renforcé par des fibres de verre

#### a. Sable renforcé par 0.2% de fibres de verre

La figure 5.2a montre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour le mélange du sable de 0.2% de fibres de verre pour les échantillons à l'état lâche et pour différentes contraintes normales. On remarque un comportement similaire à celui du sable non renforcé, à savoir une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale initiale. Cette augmentation est supérieure au sable non renforcé ( $\tau_{max} = 80.32, 157.45$  et  $238.77$  kPa contre  $78.41, 151.83$  et  $233.24$  kPa pour le sable non renforcé), en plus on remarque l'apparition d'une cohésion de  $4.55$  bars, cela est dû à l'effet de l'ajout des fibres de verre. La figure 5.2b montre le chemin de contraintes dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ , on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ .

Où:

$\tau$ : Contrainte de cisaillement maximale;

$\sigma_n$ : Contrainte normale;

$\phi$ : Angle de frottement interne;

$c$ : Cohésion (ordonnée à l'origine).

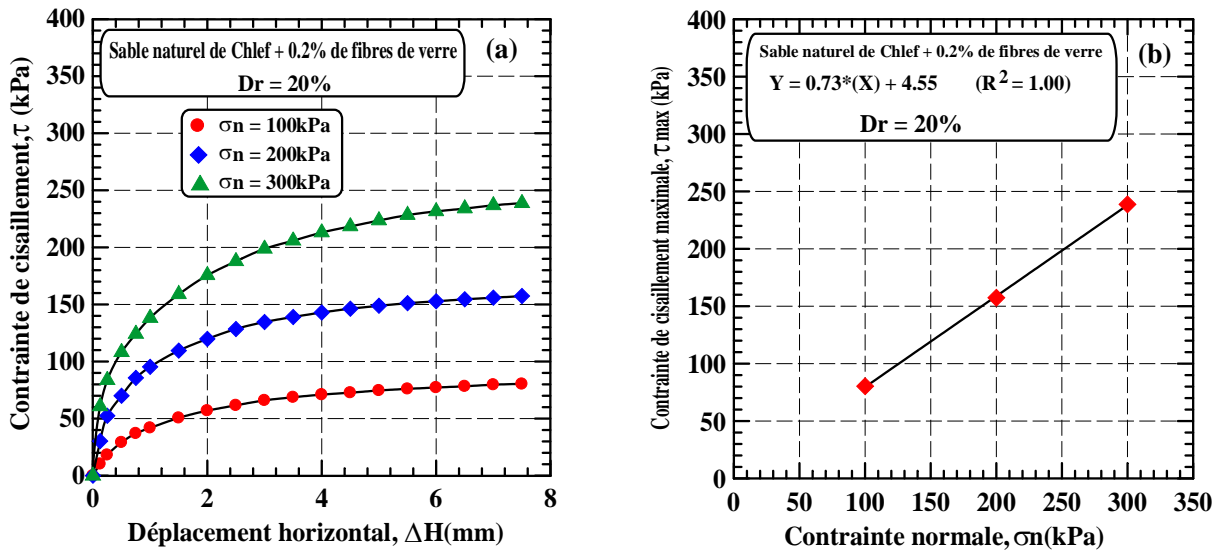


Figure 5.2: Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.2% de fibres de verre à l'état lâche:

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

**b. Sable renforcé par 0.4% de fibres de verre**

La figure 5.3a montre l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mélange du sable de Chlef et 0.4% de fibres de verre. Les résultats portés dans cette figure permettent de mettre en évidence constatation, à savoir augmentation de la résistance au cisaillement (82.83, 161.27 et 246.12 kPa) et de la cohésion (7.52 bars) avec l'augmentation de la contrainte normale. La figure 5.3b montre le chemin de contraintes dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ , on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ .

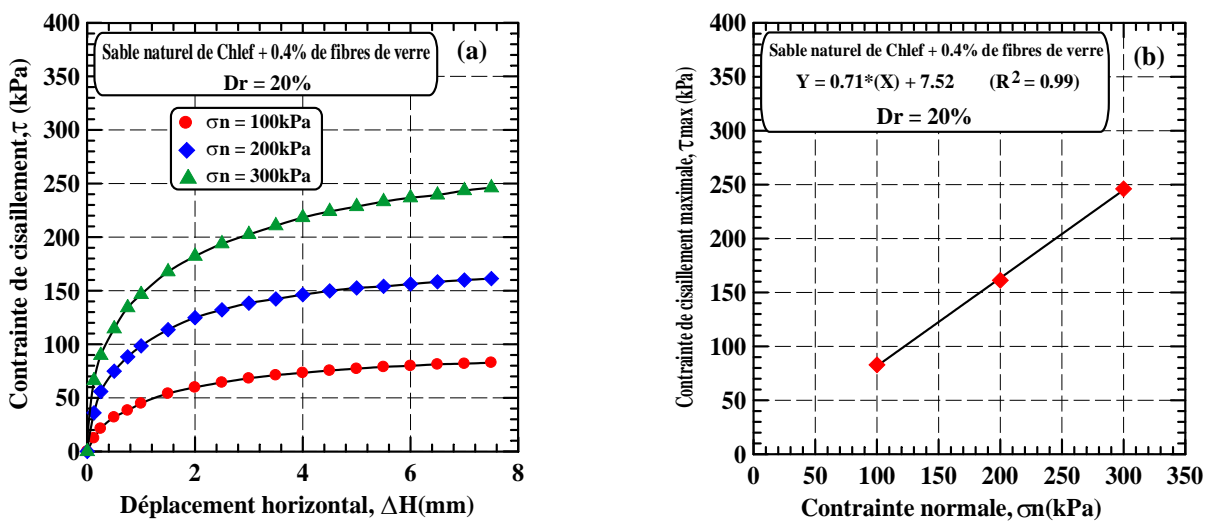
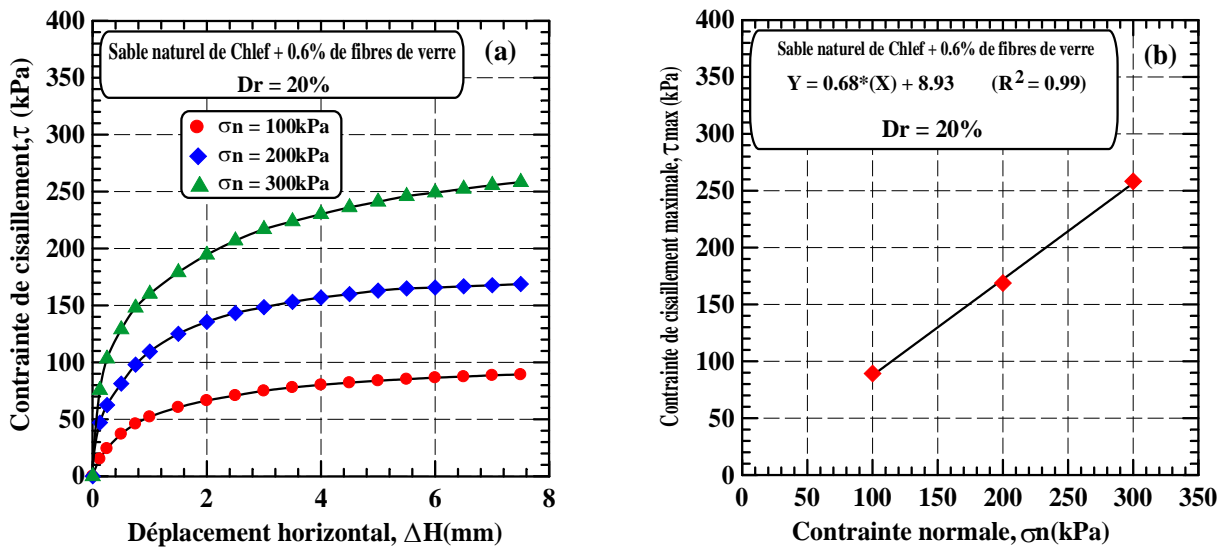


Figure 5.3: Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.4% de fibres de verre à l'état lâche:

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

### c. Sable renforcé par 0.6% de fibres de verre

La figure 5.4a présente les résultats des essais de cisaillement effectués sur des échantillons constitués d'un mélange de sable et 0.6% de fibres de verre. On remarque une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale ( $\tau_{\max} = 89.23, 168.82$  et  $258.30$  kPa), et de la cohésion (8.93 bars) en fonction de la contrainte normale et du pourcentage des fibres de verre. La figure 5.4.b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau, \sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg}\phi + c$ .



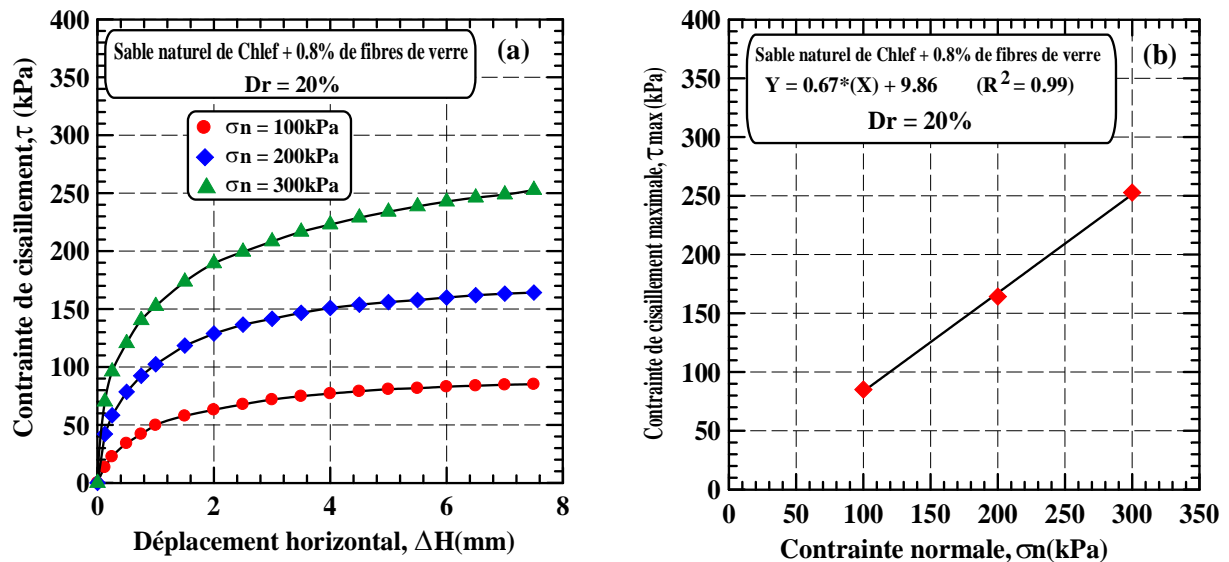
**Figure 5.4:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.6% de fibres de verre à l'état lâche:

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

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

La figure 5.5a présente les résultats des essais de cisaillement effectués sur des échantillons constitués d'un mélange de sable et 0.8% de fibres de verre. On peut noter d'après ces figures, une diminution de la résistance au cisaillement ( $\tau_{\max} = 85.01, 164.25$  et  $252.75$  kPa). et une augmentation de la cohésion (9.86 bars) en fonction de la contrainte normale appliquée. La figure 5.5.b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau, \sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg}\phi + c$ .

Donc, on peut constater pour la série des essais sur échantillons à l'état lâche, une augmentation de la résistance jusqu'à un pourcentage de 0.6% de fibres de verre suivie d'une diminution de contrainte tangentielle. Au delà de ce pourcentage appelé seuil optimal de fibres de verre pour les différents échantillons fabriqués à l'état lâche, ce seuil a été localisée à 0.6% de fibres de verre (résistance au cisaillement et cohésion supérieurs).



**Figure 5.5:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.8% de fibres de verre à l'état lâche:

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

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

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

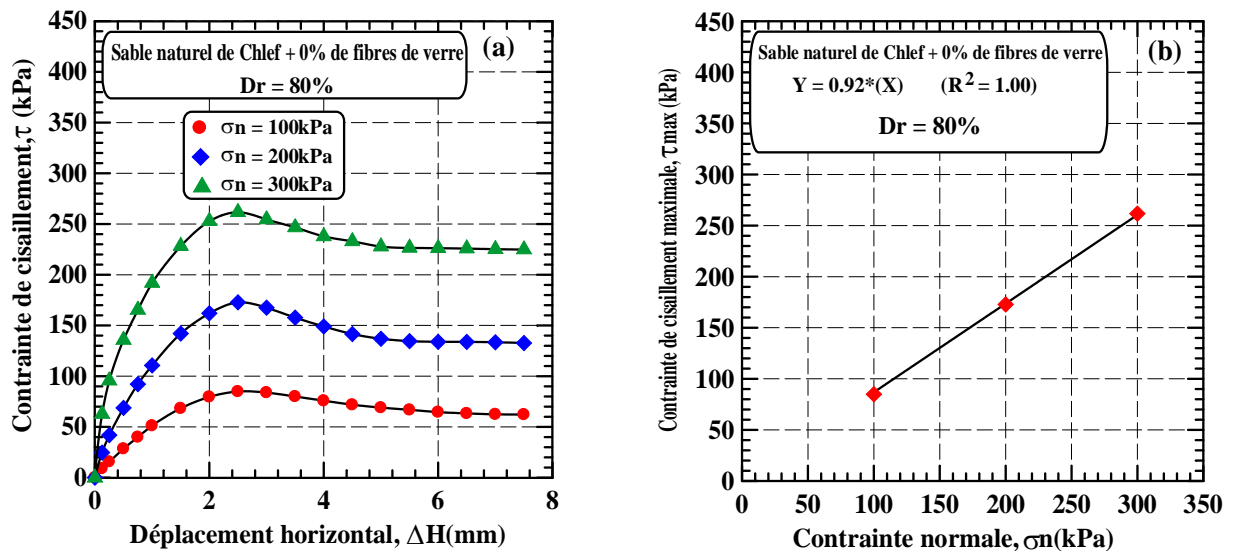
La figure 5.6 présente les résultats des essais effectués à l'état dense, sur le sable de Chlef non renforcé pour différentes contraintes normales. On constate d'après la figure 5.6a que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale avec une cohésion nulle. On remarque aussi l'apparition d'un pic dans l'évolution des courbes de contrainte de cisaillement confirmant les propriétés de l'état dense des échantillons. La figure 5.6b montre le chemin de contraintes dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ , on constate que cette ligne est droite qui passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi$ .

Où:

$\tau$ : Contrainte de cisaillement maximale;

$\sigma_n$ : Contrainte normale;

$\phi$ : L'angle de frottement interne.



**Figure 5.6:** Comportement du sable de Chlef non renforcé à l'état dense:

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

#### 5.2.4. Sable renforcé par des fibres de verre

##### a. Sable renforcé par 0.2% de fibres de verre

La figure 5.7a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les mélanges sable et 0.2% de fibres de verre pour les échantillons à l'état dense et pour différentes contraintes normales. On remarque un comportement similaire à celui du sable non renforcé, à savoir une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale, avec la différence que cette augmentation est supérieure au sable non renforcé ( $\tau_{max} = 89.26, 177.87$  et  $266.97$  kPa contre  $84.88, 172.85$  et  $261.69$  kPa pour le sable non renforcé) et en plus on remarque une amélioration de la cohésion de 9.55 bars. Cela est dû à l'effet de l'ajout des fibres de verre qui procurent une plus grande cohésion au sol. La figure 5.7b montre le chemin de contraintes dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ , on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ .

Où:

$\tau$ : Contrainte de cisaillement maximale;

$\sigma_n$ : Contrainte normale;

$\phi$ : L'angle de frottement interne;

$c$ : Cohésion (ordonnée à l'origine).



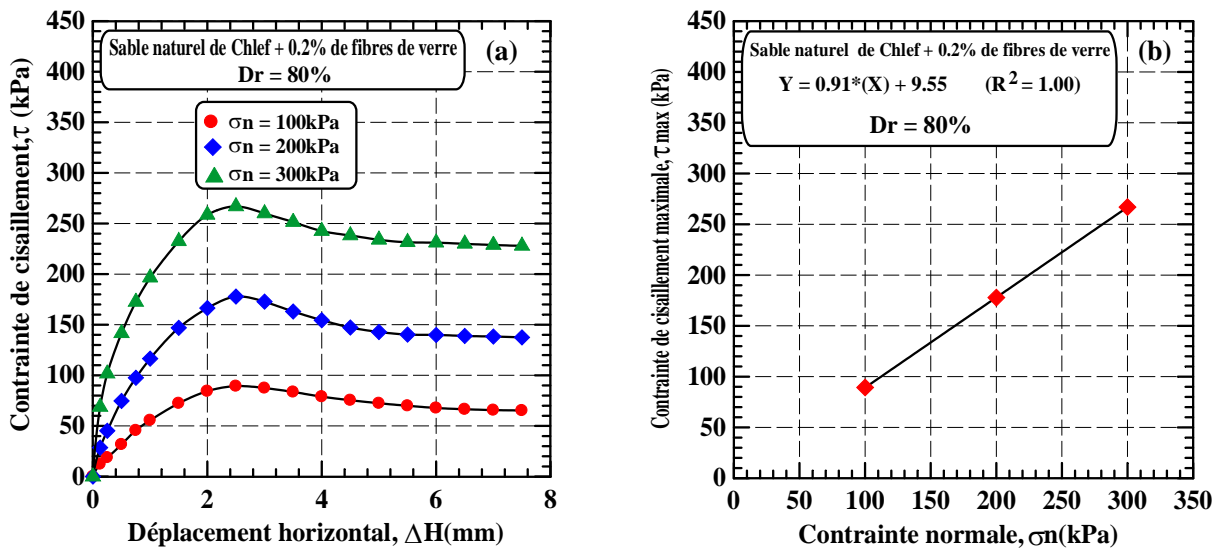


Figure 5.7: Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.2% de fibres de verre à l'état dense:

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

**b. Sable renforcé par 0.4% de fibres de verre**

La figure 5.8a montre l'évolution du comportement des échantillons denses préparés par un mélange du sable de Chlef et 0.4% de fibres de verre. Les résultats portés dans ces figures permettent de mettre en évidence une augmentation de la résistance au cisaillement ( $\tau_{max} = 93.15, 184.33$  et  $271.32$  kPa) et de la cohésion (15.15 bars). La figure 5.8b montre le chemin de contraintes dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ , on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ .

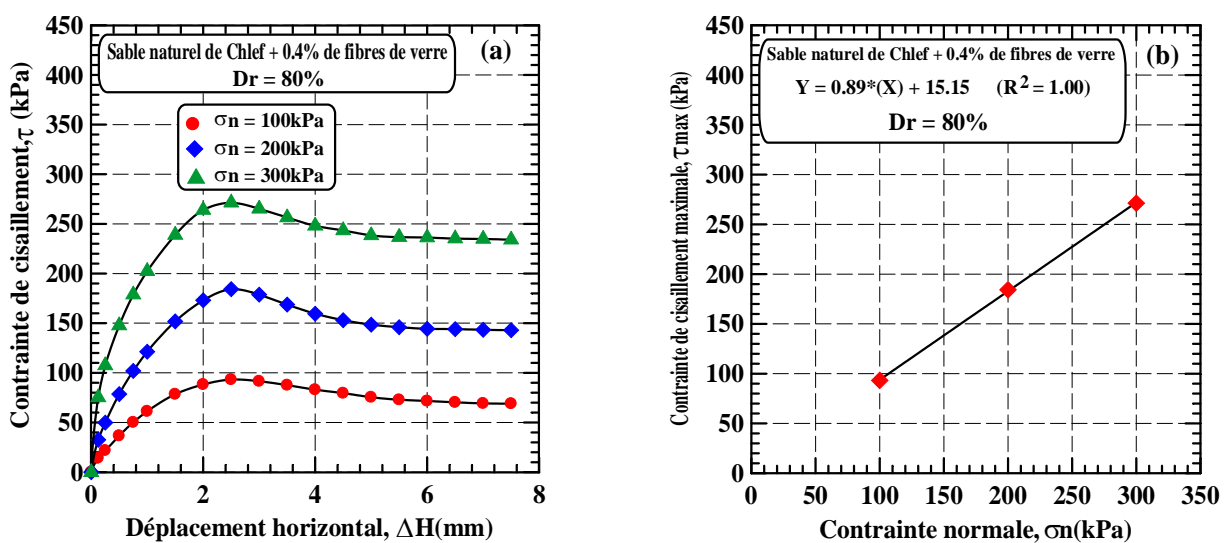
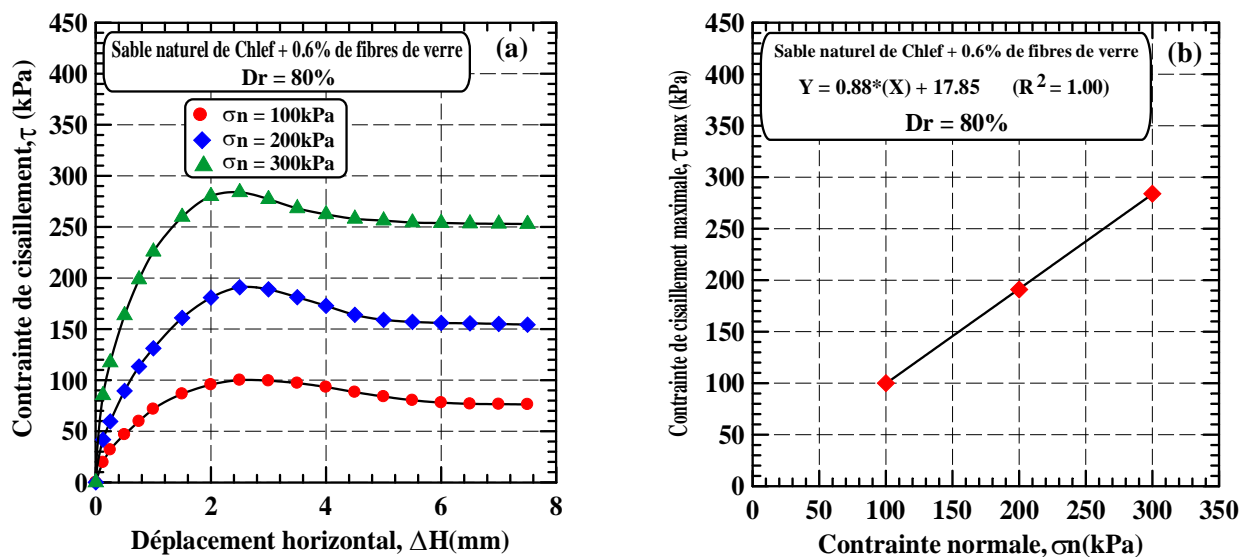


Figure 5.8: Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.4% de fibres de verre à l'état dense:

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

### c. Sable renforcé par 0.6% de fibres de verre

La figure 5.9a présente les résultats des essais de cisaillement effectués sur des échantillons denses constitués d'un mélange de sable et 0.6% de fibres de verre. On peut noter d'après ces figures, une confirmation de la tendance à l'augmentation de la résistance au cisaillement ( $\tau_{\max} = 99.98, 190.98$  et  $283.95$  kPa), et de la cohésion (17.85 bars) avec l'augmentation de la contrainte normale et du pourcentage des fibres de verre. La figure 5.9b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau, \sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ .



**Figure 5.9:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.6% de fibres de verre à l'état dense:

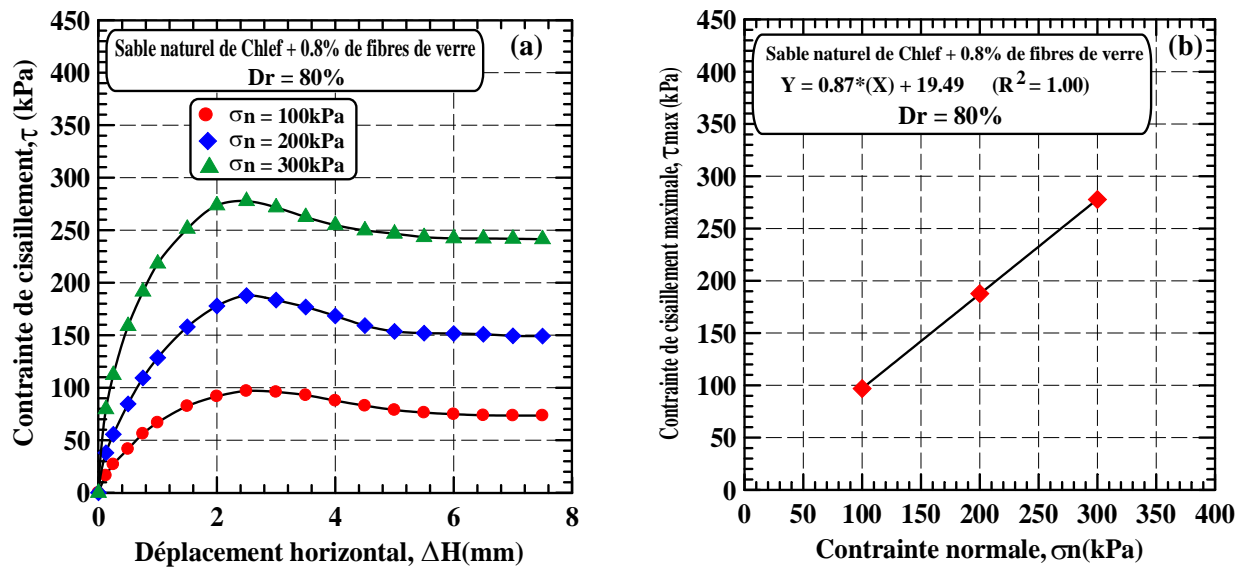
- (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal;
- (b) Variation de la contrainte tangentielle maximale en fonction de la contrainte normale.

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

La figure 5.10a présente les résultats des essais de cisaillement effectués sur des échantillons denses constitués d'un mélange de sable et 0.8% de fibres de verre. On peut noter d'après ces figures, une diminution de la résistance au cisaillement ( $\tau_{\max} = 96.85, 187.76$  et  $277.80$  kPa) et une augmentation de la cohésion (19.49 bars). La figure 5.10b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau, \sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ .

On peut constater pour la série des essais sur des échantillons à l'état dense, une augmentation de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un pourcentage de 0.6% de fibres de verre suivie d'une diminution de la résistance au cisaillement au delà de ce pourcentage appelé seuil optimal de fibres de verre (résistance au cisaillement et cohésion supérieurs au niveau de ce seuil). Les résultats des

figures ci-dessus montrent que l'augmentation de la contrainte normale initiale améliore la résistance au cisaillement des échantillons pour les deux états de densité.



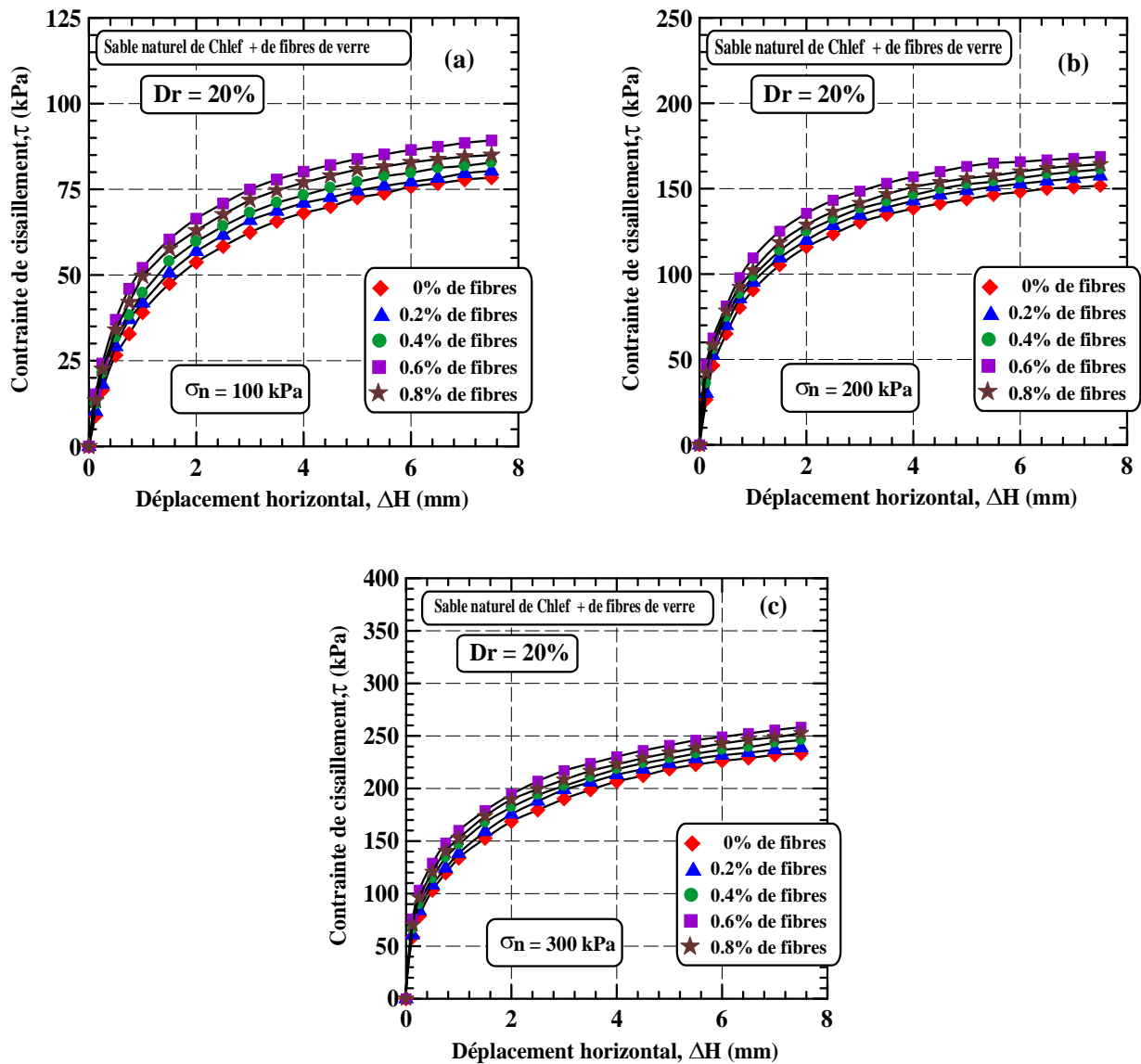
**Figure 5.10:** Comportement du sable de Chlef renforcé par 0.8% de fibres de verre à l'état dense:

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

### 5.3. Effet des fibres de verre

#### 5.3.1. Effet des fibres de verre à l'état lâche ( $D_r = 20\%$ )

Les figures 5.11a, 5.11b et 5.11c illustrent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les mélanges lâches sable et fibres de verre variant de 0, 0.2, 0.4, 0.6 et 0.8% de fibres de verre, soumis à des contraintes normales variant de 100 kPa (Figure 5.11a), 200 kPa (Figure 5.11b) et 300 kPa (Figure 5.11c). On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 0.6% de fibres de verre, suivie d'une baisse continue pour de mélange de 0.8% de fibres de verre. Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale.

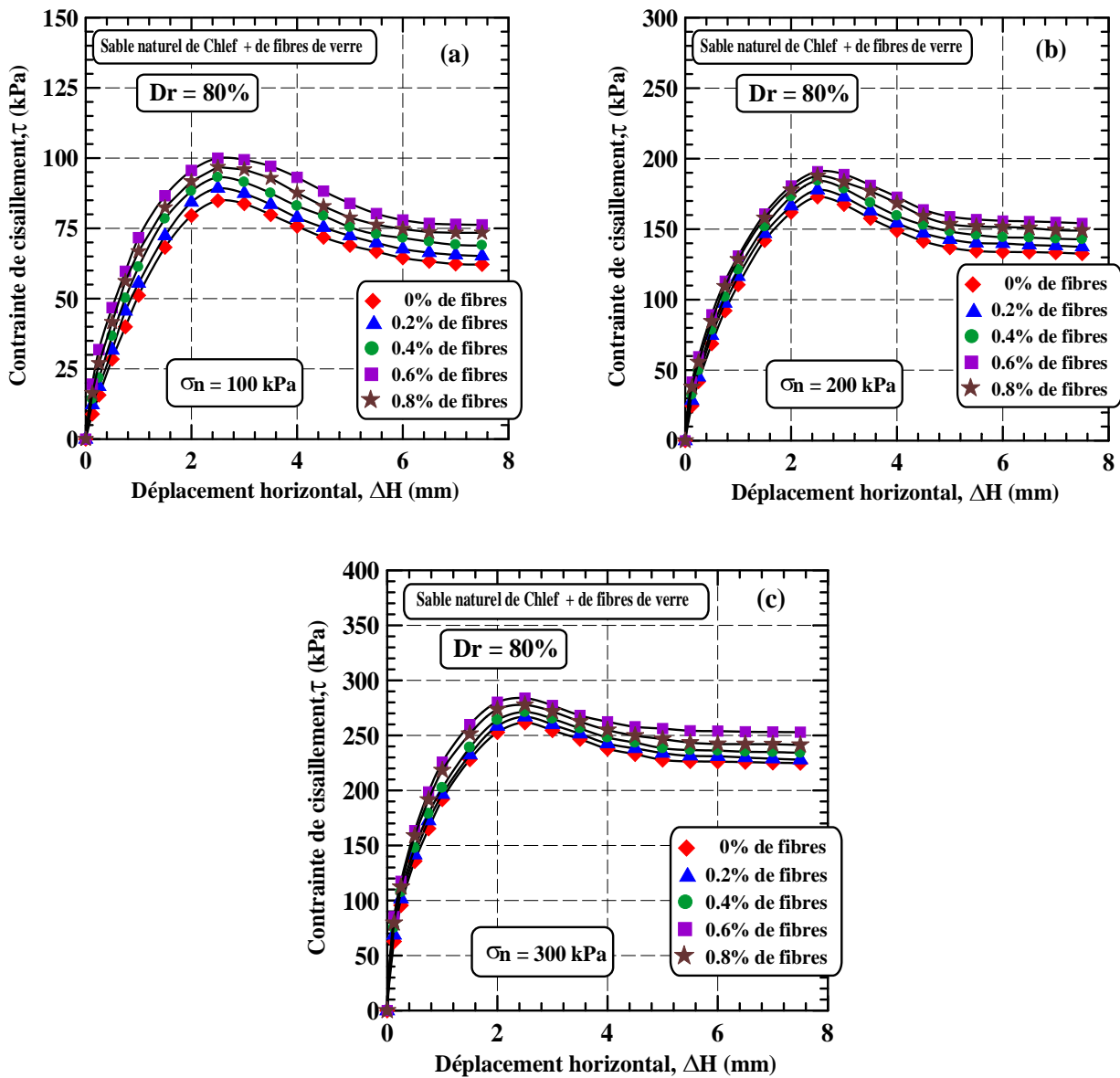


**Figure 5.11:** Effet du pourcentage de fibres de verre sur le comportement des échantillons lâches:

(a)  $\sigma_n = 100$  kPa, (b)  $\sigma_n = 200$  kPa, (c)  $\sigma_n = 300$  kPa

### 5.3.2. Effet des fibres de verre à l'état dense ( $D_r = 80\%$ )

La figure 5.12a, 5.12b et 5.12c illustrent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les mélanges denses sable et fibres de verre variant de 0, 0.2, 0.4, 0.6 et 0.8% soumis à des contraintes normales variant de 100 kPa (Figure 5.12a), 200 kPa (Figure 5.12b) et 300 kPa (Figure 5.12c). On constate aussi une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 0.6% de fibres de verre, suivie d'une baisse continue pour le mélange de 0.8% de fibres de verre. Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale.



**Figure 5.12:** Effet du pourcentage des fibres de verre sur comportement des échantillons denses:  
 (a)  $\sigma_n = 100$  kPa; (b)  $\sigma_n = 200$  kPa; (c)  $\sigma_n = 300$  kPa.

La figure 5.13 et 5.14 montrent l'évolution des droites de Mohr-Coulomb en fonction de la teneur en fibres de verre pour les états lâches et denses. On peut remarquer à partir de ces figures, que pour tous les états de densité, une nette amélioration des caractéristiques mécaniques des échantillons pour les mélanges passant de 0% à 0.6% de fibres de verre, ensuite une baisse de ces caractéristiques avec l'augmentation de la teneur en fibres de verre (0.8%). On note aussi qu'il y'a une bonne corrélation ente la contrainte tangentielle maximale ( $\tau_{max}$ ) et le pourcentage de fibres de verre pour les deux densités relatives de  $D_r = 20\%$  et  $80\%$  ( $R^2 = 0.99 \sim 1.00$ ). On peut constater pour l'état lâche ( $D_r = 20\%$ ) et l'état dense ( $D_r = 80\%$ ) que les tangentes des lignes de rupture diminuent avec l'augmentation des fibres de verre de 0.74 (0% de fibres de verre) à 0.67 (0.8% de fibres de verre) pour la densité relative de  $D_r = 20\%$  et de 0.92 (0% de fibres de verre) à 0.87 (0.8%

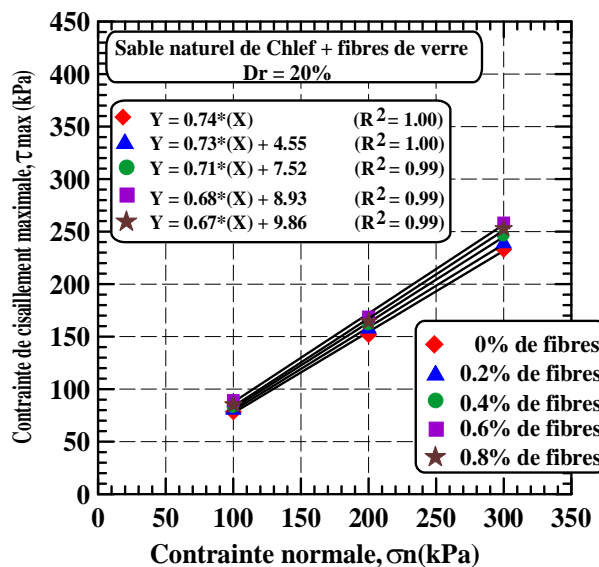
de fibres de verre) pour la densité relative de  $D_r = 80\%$ . L'expression suivante est proposée pour évaluer la contrainte tangentielle maximale ( $\tau_{max}$ ) qui est fonction du pourcentage de fibres de verre pour le mélange sable de Chlef - fibres de verre:

$$\tau_{max} = A * \sigma_n + B \tag{1}$$

Tableau 5.1 donne les coefficients A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) correspondants au mélange sable de Chlef - fibres de verre.

**Tableau 5.1:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (1)

Matériau	$D_r$ (%)	Fibres (%)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-fibres de verre	20	0	0.74	0.00	1.00
		0.2	0.73	4.55	1.00
		0.4	0.71	7.52	0.99
		0.6	0.68	8.93	0.99
		0.8	0.67	9.86	0.99
	80	0	0.92	0.00	1.00
		0.2	0.91	9.55	1.00
		0.4	0.89	15.15	1.00
		0.6	0.88	17.85	1.00
		0.8	0.87	19.49	1.00



**Figure 5.13:** Effet du pourcentage des fibres de verre:

Droites de Coulomb de type ( $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ ) pour les échantillons lâches.

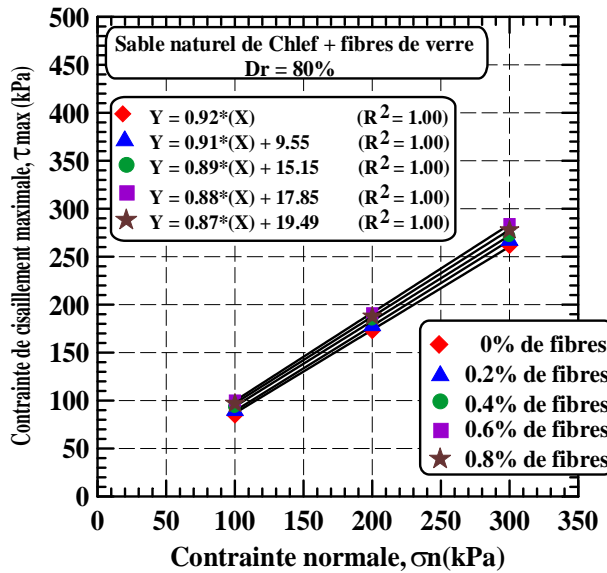


Figure 5.14: Effet du pourcentage des fibres de verre:

Droites de Coulomb de type ( $\tau = \sigma_n .tg\phi + c$ ) pour les échantillons denses.

### 5.3.3. Effet des fibres de verre sur la résistance maximale

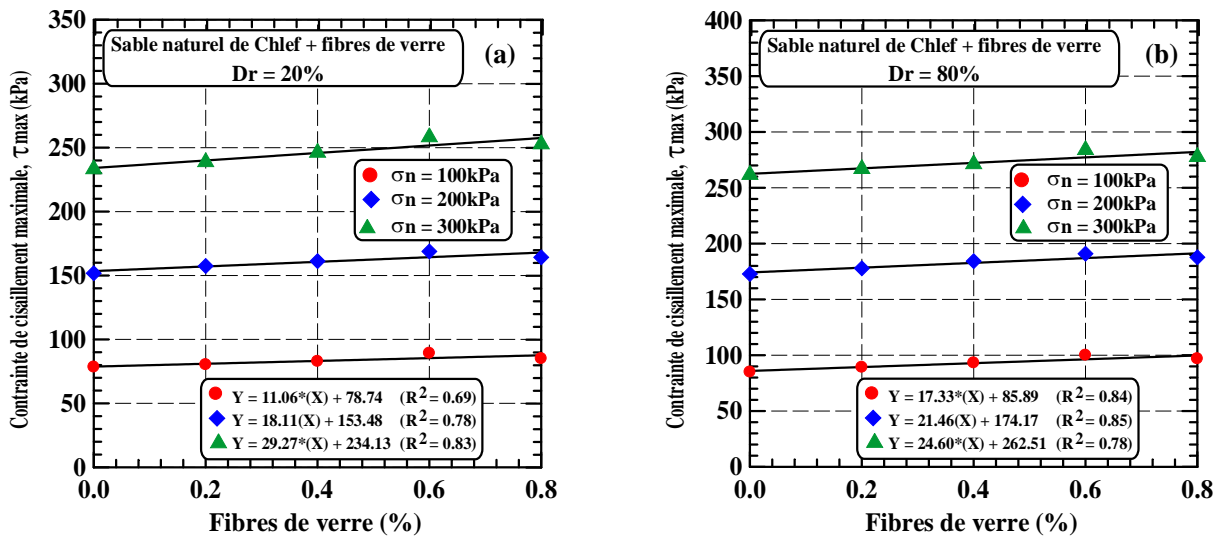
La figure 5.15 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en fibres de verre pour les états lâche et dense. On peut remarquer à partir de ces figures, une amélioration du comportement du sol avec l'augmentation de la densité relative pour les trois contraintes normales initiales de 100, 200 et 300 kPa. On peut constater aussi que pour les deux états de densité, une nette amélioration de l'évolution de la résistance au cisaillement pour les mélanges variant de 0% à 0.8% de fibres de verre, ensuite une baisse de cette résistance avec l'augmentation de la teneur en fibres de verre (0.8% de fibres de verre). Ces phases d'augmentation et diminution de résistance sont beaucoup plus prononcées pour les fortes contraintes normales et pour les deux densités relatives. On note que les échantillons denses ( $D_r = 80\%$ ) donnent une résistance plus élevée que les échantillons lâches ( $D_r = 20\%$ ), Aussi, on note bon degré de corrélation entre la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) et la teneur en fibres de verre pour les deux densités relatives ( $D_r = 20\%$  et  $80\%$ ). La relation entre la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) et la teneur en fibres de verre est représentée par l'expression suivante:

$$\tau_{max} = A.(F_v) + B \tag{2}$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 5.2.

**Tableau 5.2:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (2).

Matériau	$D_r$ (%)	$\sigma_n$ (kPa)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-fibres de verre	20	100	11.06	78.74	0.69
		200	18.11	153.48	0.78
		300	29.27	234.13	0.83
	80	100	17.33	85.89	0.84
		200	21.46	174.17	0.85
		300	24.60	262.51	0.78



**Figure 5.15:** Variation de la résistance maximale en fonction de la teneur en fibres de verre:

(a) Etat lâche ( $D_r = 20\%$ ), (b) Etat dense ( $D_r = 80\%$ ).

### 5.3.4. Influence de la densité relative sur la résistance maximale des deux mélanges

La figure 5.16 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale initiale appliquée de 100, 200 et 300 kPa pour les deux densités relatives de 20% (état lâche) et 80% (état dense) et pour différentes teneurs en fibres de verre. Cette figure montre clairement que cette résistance au cisaillement est nettement supérieure pour la densité de 80% (densité forte) que celle de la densité de 20% (densité lâche) pour les trois contraintes normales et pour les différentes teneurs en fibres de verre.



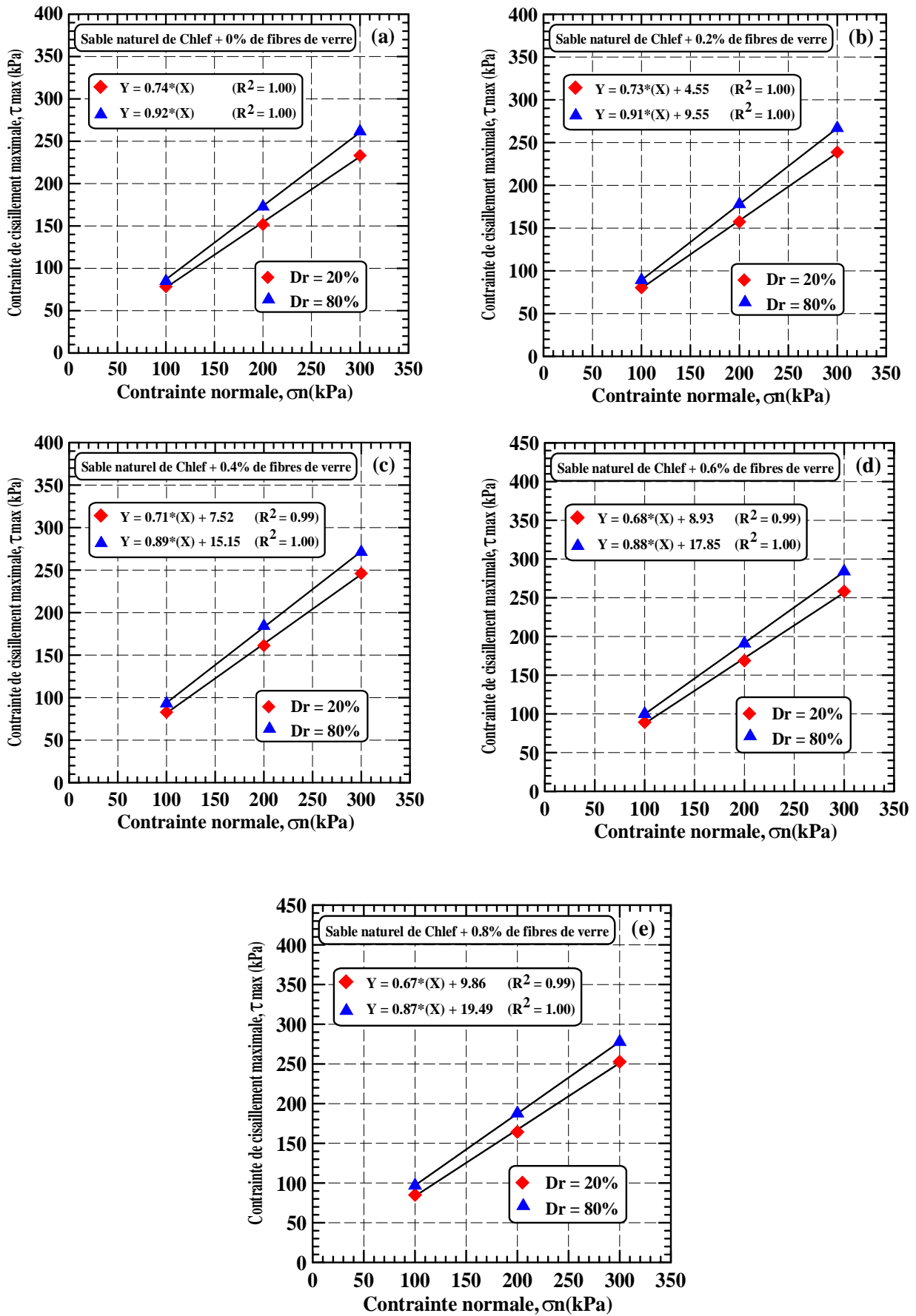


Figure 5.16: Effet de la teneur en fibres de verre:

Droites de Coulomb de type ( $\tau = \sigma_n .tg\phi + c$ ) pour des échantillons lâches et denses.

### 5.3.5. Effet des fibres de verre sur les caractéristiques mécaniques

#### 5.3.5.1. Variation de l'angle de frottement interne $\phi$

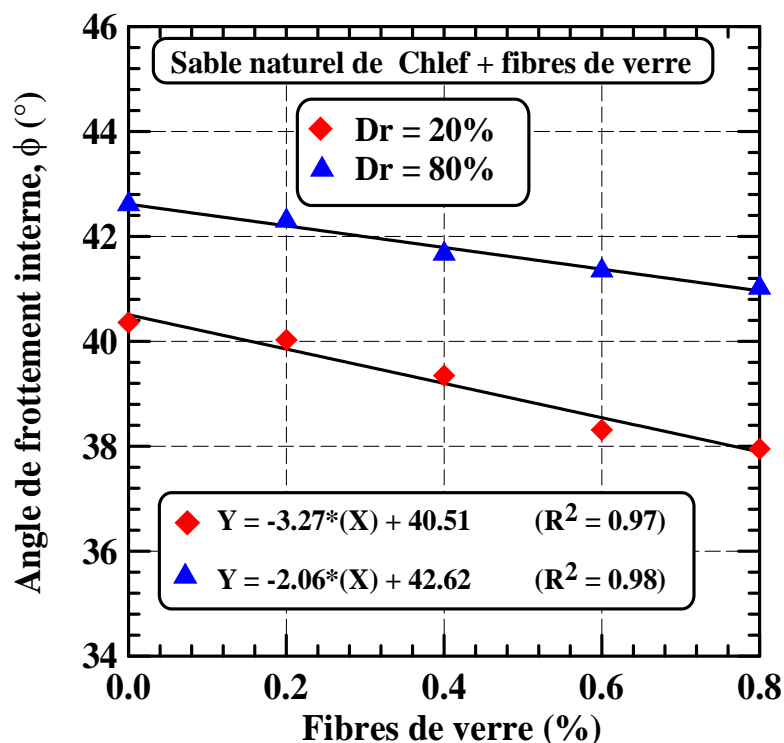
La figure 5.17 montre la variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) en fonction de la teneur en fibres de verre pour les deux densités lâche ( $D_r = 20\%$ ) et forte ( $D_r = 80\%$ ). On peut remarquer à partir de ces figures, une amélioration du comportement du sol avec l'augmentation de la densité relative. On note aussi que cet angle est plus important pour la densité forte de 80% que la densité lâche de 20%. A partir de cette figure, on peut constater qu'une augmentation de la teneur en fibres de verre ( $F_v$ ) de 0% à 0.8% conduit aussi à une diminution de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) d'une manière linéaire de  $36.36^\circ$  à  $33.95^\circ$  pour l'état lâche ( $D_r = 20\%$ ) et de  $42.61^\circ$  à  $41.02^\circ$  pour l'état dense ( $D_r = 80\%$ ). La variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) en fonction de la teneur en fibres de verre ( $F_v$ ) est représentée par l'expression suivante:

$$\phi = A.(F_v) + B \quad (3)$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 5.3.

**Tableau 5.3:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (3).

Matériau	Paramètre	$D_r$ (%)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-fibres de verre	$\phi$	20	-3.27	40.51	0.97
		80	-2.06	42.62	0.98



**Figure 5.17:** Variation de l'angle de frottement ( $\phi$ ) en fonction de la teneur en fibres de verre

### 5.3.5.2. Variation de la cohésion $c$

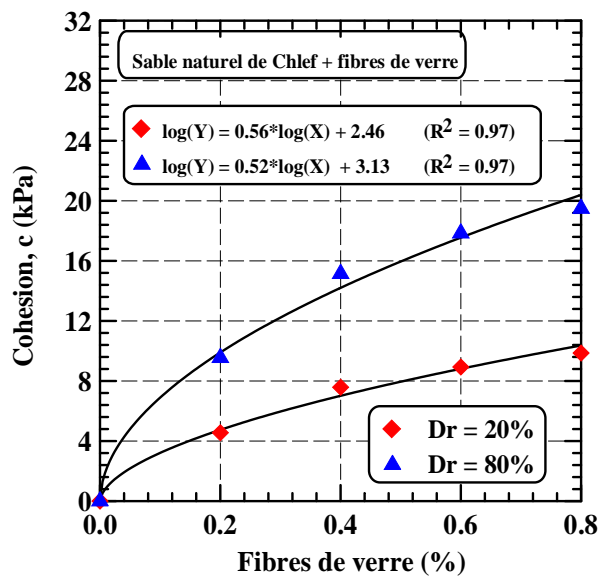
Les résultats des essais concernant la variation de la cohésion en fonction de la teneur en fibres de verre sont présentés sur la figure 5.18. On note que cette cohésion est plus importante pour la densité forte de 80% que la densité lâche de 20%. A partir de cette figure, on peut constater qu'une augmentation de la teneur en fibres de verre ( $F_v$ ) de 0% à 0.8% conduit à une augmentation de la cohésion ( $c$ ) d'une manière logarithmique de 0 à 9.86 kPa pour l'état lâche ( $D_r = 20\%$ ) et de 0 à 19.49 kPa pour l'état dense ( $D_r = 80\%$ ). La variation de la cohésion ( $c$ ) en fonction de la teneur en fibres de verre ( $F_v$ ) est représentée par l'expression suivante:

$$\log(c) = A \cdot \log(F_v) + B \quad (4)$$

Le coefficient  $A$ ,  $B$  et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 5.4.

**Tableau 5.4:** Coefficients  $A$ ,  $B$  et  $R^2$  de l'équation (4).

Matériau	Paramètre	$D_r$ (%)	$A$	$B$	$R^2$
Sable de Chlef-fibres de verre	$c$	20	0.56	2.46	0.97
		80	0.52	3.13	0.97



**Figure 5.18:** Variation de la cohésion ( $c$ ) en fonction de la teneur en fibres de verre

## 5.4. Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence de l'état initial comprenant la densité relative, la contrainte normale et les fibres de verre sur le comportement mécanique du sable de Chlef. Le programme expérimental a comporté des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.

Les essais de cisaillement direct à la boîte ont été réalisés pour trois contraintes initiales ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa) avec deux densités relatives  $D_r = 20\%$  et  $D_r = 80\%$  représentant les états lâche et dense.

A la lumière des différents résultats obtenus à partir des essais de cisaillement, on peut citer les conclusions suivantes:

- L'augmentation de la densité relative conduit à 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 initiale aboutit à une amélioration du comportement des échantillons;
- L'ajout de fibres de verre améliore les caractéristiques mécaniques du sol ainsi que sa résistance au cisaillement jusqu'à une teneur de 0.6% de fibres de verre, au delà de cette teneur appelée teneur optimale ou seuil optimal, on constate une diminution de la résistance au cisaillement du sol.

*Conclusion Générale et Perspectives*

## **Conclusion Générale et Perspectives**

Ce travail a été entrepris afin d'étudier et valider en laboratoire, les essais sur le comportement du sable renforcé en utilisant la boîte de cisaillement de Casagrande. Dans ce travail nous avons procédé à la préparation des mélanges (sable-fibres de verre) à différents pourcentages variant de 0% à 0.8%. Des essais de cisaillement rectiligne à la boîte ont été réalisés avec un mélange (sable-fibres de verre) pour deux états différents: lâche ( $D_r = 20\%$ ) et dense ( $D_r = 80\%$ ), à trois contraintes normales ( $\sigma_n = 100, 200, \text{ et } 300\text{kPa}$ ). A la lumière des différents résultats obtenus à partir des essais de cisaillement, on peut citer les conclusions suivantes:

- L'augmentation de la densité relative conduit à 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 normale appliquée conduit à une amélioration du comportement des échantillons;
- L'ajout de fibres de verre améliore les caractéristiques mécaniques du sol ainsi que sa résistance au cisaillement jusqu'à 0.6%. Au-delà de cette teneur appelée seuil optimal, on constate une diminution de la résistance au cisaillement.
- L'augmentation de la teneur en fibres de verre améliore nettement le comportement au cisaillement et les caractéristiques mécaniques (augmentation de la cohésion et diminution de l'angle de frottement interne) du sable de Chlef.

### **Perspectives**

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

- Proposer d'étudier dans un autre cas de figure comment évoluent les contraintes de cisaillement maximales dans le cas où les mélanges seront préparés à une certaine teneur en eau (deuxième type de mode de déposition qui est le damage humide).
- Proposer la réalisation d'essais à l'appareil triaxial qui permettent de se rapprocher de la réalité du terrain à savoir le risque de liquéfaction des sols.
- Utiliser d'autres matériaux de renforcement tels que les géotextiles et d'autres types de renforcement tel que les colonnes ballastées pour faire une comparaison des résultats et voir l'efficacité de ces matériaux dans le renforcement des sols instables.

*Références bibliographiques*

## **Références bibliographiques**

- Ahmad, F., Bateni, F. and Azmi, M., (2010).** Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres. *Geotextiles and Geomembranes*, 28 (1), pp. 93-99.
- Amini, F., & Qi G.Z., (2000).** Liquefaction testing of stratified silty sands, *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE*, Vol. 126 (3), pp. 208-217.
- Amini ,F., & Sama K.M., (1999).** Behaviour stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions, *Soil Dynamic Earthquake Engineering*, Vol.18, pp. 445-455.
- 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 (Algérie), 26 - 27 octobre 2010.
- Arab Ahmed., Belkhatir Mostéfa, Shahrour Isam., (2012).** Saturation Effect on Liquefaction Résistance of Sand. University Hassiba Benbouali of Chlef (Algérie), XXXe Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie, 6 au 8 juin 2012, pp .1-11.
- Arab ,A., Shahrour I., (2009).** Effet de la saturation sur le comportement monotone et cyclique d'un sable, Colloque International sols non saturés et environnement UNSAT, les 27 et 28 Octobre, Tlemcen, pp. 2-15.
- Asavapisit, S., Nanthamontry ,W., Polprasert C., (2001).** Influence of condensed silica fume on the properties of cement-based solidified wastes, *Cement and Concrete Research*, Vol.31, pp. 1147-1152.
- Bagherpour, I., Choobbasti, A. J., (2003).** Stabilization of fine-grained soils by adding micro silica and lime or micro silica and cement. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 8, Bundle B, pp. 1-10.
- Bauer, G.E. and Oancea, A., (1996).** Triaxial testing of granular soils reinforced with discrete polypropylene fibers. In: M.B. De Groot, G. Den Hoedt and R.J. Termaat, eds. *Proceedings of the 1st European Geosynthetics Conference on Geosynthetics: Applications, Design and Construction*, September/October 1996, Maastricht: A.A. Balkema, pp. 407-410.
- Been K., Colin B.H., Crooks J.H.A., Fitzpatrick S.W., Jefferies M.G., Rogers B.T. & Shind S., (1987).** Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides, Discussion, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.21, pp. 170-179.



- Bell F.G, (1989).** Stabilisation des sols argileux a la chaux, bulletin n°39 paris.
- Bell, F.G, (1996).** Lime stabilization of clay minerals and soils, engineering geology 42, pp.223-237.
- Bell A. L., Jenner C. G., Maddison J. D., Vignoles. (1994).** Embankment support using geogrids with vibro concrete columns. In: KARUNARATNE G. P., CHEW S. H., WONG K. S. Eds. Proc. of the 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, 5-9 septembre, Singapour. Vol. 1, pp 335-338.
- Benahmed, N, (2001).** Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées.
- 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.
- Bin-Shafique, S., Rahman, K., Yaykiran, M. and Azfar, I., (2009).** The Long-Term Performance of Two Fly Ash Stabilized Fine-Grained Soil Subbases, Resources, Conservation and Recycling, Article in press.
- Bouferra, R., (2001).** Étude en laboratoire de la liquéfaction des sols. Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille (France).
- 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.
- Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D., (2004).** Etat des connaissances – Amélioration des sols par inclusions rigides. In: DHOUIB A., MAGNAN J.-P., MESTAT P. Eds. Proc. Of Symp. Int. sur l'Amélioration des Sols en Place. ASEP-GI, 9-10 septembre 2004, Paris : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, pp 15-44.
- Bulletin Cftr-info. , (2002).** Le traitement des sols.
- Cai, Y., Shi, B., NG, C.W.W. & Tang, C., (2006).** Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil. Engineering Geology, Vol 87, pp 230-240.
- Canou, J., (1989).** Contribution l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable, Thèse de Doctorat de l'École Nationale Des Ponts et Chaussées, Paris.

**Canou J., Bahda F. Saïtta A. & Dupla J.C., (1994).** Initiation de la liquéfaction des sables sous chargement monotones et cyclique, Proceeding 13ème Int Conf. Soil Mech. Found. Eng., New Delhi, pp. 1297-1300.

**Castro G., (1975).** Liquefaction and mobility cyclique of saturated sands, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, N°GT6, pp. 551-569.

**Castro, G., Poulos, S. J., (1977).** Factors affecting liquefaction and cyclic mobility, J. Geotech. Engrg. Div, ASCE, Vol. 103, No. GT6, June, pp. 501-516

**Chaosheng Tang, Bin Shi, Wei Gao, Fengjun Chen, Yi Cai, (2006).** Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil, pp .194-202.

**Chien, L. K., Oh, Y. N. and Chang, C. H, (2002).** Effects of Fines Content on Liquefaction Strength and Dynamic Settlement of Reclaimed Soil. Canadian Geotechnical Journal. 39(1): pp. 254-265.

**Choy Soon Tana, Aminaton Martob, .Ahmad Mahir Makhtarb, Siaw Yah Chongc, Faizal Pakird., (2015).** Liquefaction resistance of sand matrix soils, pp. 67-72.

**Collin J. G., (2004).** Column supported embankment design considerations. In: LABUZ J. F., BENTLER J.G. Eds. Proc. of the 52nd Annual Geotechnical Engineering Conf, University of Minnesota, Minneapolis, pp. 51-78.

**Combarieu O., Gestin F., Pioline M., (1994).** Remblais sur sols améliorés par inclusions rigides: premiers chantiers. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 191, pp 55-61.

**Consoli, N.C., Casagrande, M.D.T., Prietto, P.D.M. and Thome, A., (2003).** Plate load test on fiber-reinforced soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129 (10), pp. 951-955.

**Consoli, N.C., Montardo, J.P., Prietto, P.D.M. and Pasa, G.S., (2002).** Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 (6), pp. 462-472.

**Costas A. Anagnostopoulou, Dimitrios Tzetzisb & Kiriakos Berketisc, (2013).** Shear strength behaviour of polypropylene fibre reinforced cohesive soils. Vol. 9, No. 3, 241-251.

**Degirmenci, N., Okucu, A. and Turabi, A., (2007).** Application of Phosphogypsum in Soil Stabilization, Building and Environnement, Vol. 42, pp. 3393-3398.

**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., Arab, A., Belkhatir, M. and Missoum H. (2009).** Identification of the behaviour of the Chlef sand to static liquefaction, C.R. Mécanique, Vol.337, pp. 282-290.

**Dhouib A., (2003).** Procédés et techniques d'amélioration des sols : État de connaissance et de développement actuel. Amélioration et renforcement des Sols, Module 10, TP Tech, Paris. La Défense, 11-13 mars.

**Djafar Henni, A., A.Arab, S. Hamoudi1, H. Khelafi., (2011).** Effet du rapport de surconsolidation sur le comportement drainé et non drainé des sols université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil .Tlemcen, 29 au 31 Mai 2011, pp. 543-552.

**Edil T.B., Acosta H.A. and Benson C.H., (2006).** Stabilizing Soft Fine- Grained Soils with Fly Ash. Journal of Materials in Civil Engineering ASCE March/April 2006, pp. 283-294.

**Finn W.D.L., Emery J.J. & Gupta Y.P., (1970).** A shaking table study of the liquefaction of saturated sands during earthquake, proceedings, 3rd European Symposium on Earthquake Engineering., pp. 253-262.

**Gay, G., Schad, H., (2000).** Influence of cement and lime additives on the compaction properties and shear parameters of fine grained soils. Otto-Graf Journal, Vol. 11, pp. 19-31.

**Ghembaza Moulay Smaine, Dadouch Mokhtar, Bellia Zoheir., (2012).** Effet du ciment sur le comportement physico-chimique d'un matériau de la région de sidi bel Abbès, XXXe Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie, 6 au 8 juin 2012.

**Gray, D.H. and Ohashi, H., (1983).** Mechanics of fiber reinforcement in sand. Journal of Geotechnical Engineering, 109 (3), pp. 335-353.

**Guido V. A., Knueppel J. D., Sweeney M. A., (1987).** Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs. In: Proc. of Geosynthetics'87, New Orleans, USA, Février. St Paul, MN, USA: Industrial Fabrics Association International, pp. 216-225.

**Gümüşer C., A. Şenol, (2013).** Effect of fly ash and different lengths of polypropylene fibers content on the soft soils Vol. 12, No. 2, pp. 168-178.

**Hachichi A., Bourokba Mrabent S.A., Bengraa L, (2011).** Influence de l'ajout de chaux sur le potentiel de gonflement et de la microstructure d'une argile naturelle d'Algérie Séminaire International, innovation & valorisation en génie civil matériaux de construction université Mohamed Boudiaf, Oran, Algérie, pp. 1-7.

**Haofeng, X., Xiaoming, Y., Chao, X. & Guanbao, Y., (2009).** Strength characteristics and mechanisms of salt-rich soil-cement. Engineering Geology, Vol. 103, pp.33-38.

**Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., Grin, K., (2011).** Effect of curing lime on shear strength of cohesive soils stabilized with combination of lime and natural pozzolana. Int.J.civ. Eng 9 (2): pp. 90-96.

**Ikizler, S.B., Aytekin, M. & Nas, E., (2008).** Laboratory study of expanded polystyrene (EPS) geof foam used with expansive soils. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 26, pp,189-195.

**Ishihara K., (1985).** Stability of natural deposits during earthquakes, proc. 11th Int. Conf. on Soils Mechanics and foundations Eng., San Francisco, Vol. 1, pp. 321-376.

**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.

**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.

**Kenai, S., Bahar, R. and Benazzoug, M., (2006).** Experimental Analysis of the Effect of some Compaction Methods on Mechanical Properties and Durability of Cement Stabilized Soil, j Mater Sci, Vol. 41, pp. 6956-6964.

**Khin Swe Tint, SeungRae lee, Young Su Kim (2009).** Comparison between shear behaviour of overconsolidated Nakdong River Sandy silt and silty sand , Marine Georesources and Geotechnology, Vol. 27, N° 3, 2009, pp. 217-229.

**Khin Swe Tint, Young Su Kim, In-Shik Seo and Das-Man Kim, (2007).** Shear behaviour of overconsolidated Nakdong River sandy silt , KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 11 N°5,pp. 233-244.

**Konrad, J. M.,(1990).** Minimum undrained strength of two sands. Journal of Geotechnical Engineerin 116(6), pp. 932-947.

**Konrad J.M., Flavigny E. & Meghachou, M. (1991).** Comportement non drainé du sable d'Hostun Rf Lâche, revue Française de géotechnique, N°54, pp. 53-63.

**Kramer, S.L., (1996).** Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.

**Kramer, S. L. et Seed, H. B., (1988).** Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. Journal of Geotechnical Engineering, 114(4): pp. 412-430.

**Krim A, Arab A, Bouferra R, Sadek M and Shahrour I (2016)** Characteristics of cyclic shear behaviour of sandy soils: A Laboratory study. Arab Journal for Science and Engineering 41(10): 3995-4005.

**Kumar Mehta P., Malhotra V.M., (1996).** Pozzolanic and Cementitious Materials, Advances in Concrete Technology, ISSN1024-5308. Vol.1, p.199.

**Lade P.V., (1993).** Initiation of static instability in the submarine Nerlerk Berm, Canadian Geotechnical Journal., Vol.30, pp. 895-904.

**Lade R.S., (1974).** Specimen preparation and liquefaction of sands, Journal Geotechnical Engineering, Vol. 100, GT 10, pp. 1180-1184.

**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.

**Liaus P., Pezot B., (2001).** Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé. In: Publication committee of the XV ICSMGE Ed. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 27-31 August, Istanbul. Amsterdam: Balkema, pp. 1613-1618.

- Lin, D.F., Lin, K.L., Hung, M.J., Luo, H.L., (2007).** Sludge ash/hydrated lime on the geotechnical properties of soft soil. *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 145, pp. 58-64.
- Mackiewicz S.M. and Ferguson E.G., (2005).** Stabilization of Soil with Self-Cementing Coal Ashes. *World of Coal Ash (WOCA)*, Lexington, Kentucky, USA.
- Maher, M.H. et Gray, D.H., (1990).** Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116 (11), pp. 1661-1677.
- Manasseh, J. and Olufemi, A.T., (2008).** Effect of Lime on Some Geotechnical Properties of Igumale Shale, *EJGE*, Vol. 13.
- 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.
- Mateo, M., (1964).** Recherches sur la stabilisation des sols par la chaux en les cendres volantes. Publié dans les comptes-rendus du congrès, Madrid, Espagne.
- 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 York ASCE. pp. 255-273.
- Meghachou, M, (1993).** Stabilité des sables lâches: essais et modélisations. Thèse de doctorat Université Joseph Fourier - Grenoble.
- Mellal, F., Lamri, B., (2010).** Etude du comportement d'une Marne argileuse traitée à la chaux pour son réemploi dans la construction d'un remblai routier. "SICZS\_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 - 27 octobre 2010.
- 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.
- Muntohar, A.S., Hantoro, G., (2000).** Influence of rice husk ash and lime on engineering properties of a clayey subgrade. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 5, pp. 1-9.
- Murray, J.J., Frost, J.D., and Wang, Y., (2000).** Behavior of a sandy silt reinforced with discontinuous recycled fiber inclusions. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1714, pp. 9-17.

**Nagrle, P.P., Chandra, S. and Viladkar, M.N., (2005).** Behaviour of flexible pavements resting on fiber reinforced subgrade soils. In: Proceedings of Indian Geotech. Conference, Ahmedabad, India, pp. 185-188.

**Nalbantoglu Z., (2006).** Lime stabilization of expansive clay. In: Al Rawas AA, Goosen MFA (Eds) Expansive soils-recent advances in characterization and treatment. London, Taylor & Francis group, pp 341-348.

**Nalbantoglu, Z. & Gucbilmez, E., (2002).** Utilization of an Industrial Waste in Calcareous Expansive Clay Stabilization. Geotechnical Testing Journal, Vol. 25, pp. 78-84.

**Natta. G, P., Crradini, and P. Ganis, (1960).** Chain conformation of polypropylenes having a regular structure, pp. 238-242.

**Nour-Said Ikhlef. Moulay Smaine Ghembaza Mokhtar Dadouch., (2015).** Effect of Treatment with Cement on the Mechanical Characteristics of Silt from Telagh Region of Sidi Belabes, Algeria ,vol. 31, pp 1067-1079.

**Okagbue C.O., Yakubu. J.A., (2000).** Limestone ash waste as a substitute for lime in soil improvement for engineering construction, Bulletin of Engineering Geology and Environment, 58, pp. 107-113.

**Osula, D.O.A., (1991).** Lime modification of problem laterite. Engineering Geology, Vol. 30, pp. 141-154.

**Parsons R.L., Kneebone E., (2005).** Field performance of fly ash stabilized subgrade, Ground Improvement, 9, N°1, pp. 33-38.

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

**Polito, C. and Martin II, J. R. (2001).** Effects of Nonplastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 127(5): pp. 408-415.

**Pradhan, P.K., Kar, R.K. and Naik. A., (2012).** Effect of random inclusion of polypropylene fibers on strength characteristics of cohesive soil. Geotechnical and Geological Engineering, 30 (1), pp. 15-25.

**Pradip Kumar Pradhan., Rabindra Kumar Kar., Ashutosh Naik, (2011).** Effect of Random Inclusion of Polypropylene Fibers on Strength Characteristics of Cohesive Soil, pp. 16-25.

**Puri V.K., (1984).** Liquefaction behaviour and dynamic properties of loessial soils. PhD Dissertation, University of Missouri-Rolla.

**Puri V.K., (1990).** Liquefaction aspects of loessial soils. Proc., 4th U. S. Nat. Conf. on Earthquake Engineering Research Inst., El Cerrito, California, 3, pp. 755-762.

**Rabindra Kumar Kar, Pradip Kumar Pradhan, Ashutosh Naik, (2014).** Effect of Randomly Distributed Coir Fibers on Strength Characteristics of Cohesive Soil , Vol. 19 pp .1567-1583.

**Rahman, M. M. and Lo, S. R., (2014).** Undrained Behavior of Sand-Fines Mixtures and Their State Parameter. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 140(7): 04014036.

**Saeed Sasanian, (2011).** The Behaviour of Cement Stabilized Clay At High Water Contents. A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree in Doctor of Philosophy, pp.156.

**Seed H.B., (1979).** Soil liquefaction and cyclic mobility evaluating fir level ground during earthquakes», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, N°GT2, pp. 202-255.

**Seed H.B. & Idriss I.M., (1971).** Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97, SM9, pp. 1249-1274.

**Seed H.B., Idriss I.M. & Lee K.L., (1975).** Dynamics analysis of the slide in the lower San Fermondo dam during the earthquake of February 1971», Journal Geotechnical Engineering, division ASCE, Vol. 101, GT 9, pp. 889-911.

**Seed H.B & Peacock W.H., (1971).** Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics, Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol.97 (8), pp. 1099-1119.

**Seed H.B., Seed R.B., Schlosser F., Blondeau F. & Juran I., (1988).** The land slide at the port of Nice on October», University Of California, Berkeley, earthquake Engineering research Center, report N° 88/11, pp. 1-67.

**Seed H.B., Tokimatsu K., Harder L. & Chung R., (1985).** Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Div., ASCE, Vol. 111, N° 12, pp. 1425-1445.

**Sezer, A., Inan, G., Yilmaz, H.R., Ramyar, K., (2006).** Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay. Building and Environment, Vol. 41, pp. 150-155.



- Shewbridge, S.E. and Sitar, N., (1990).** Deformation-based model for reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 116 (7), 1153-1170.
- Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., Krahn, J., Mitchell, D.E., (1985).** Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), pp. 579-588.
- Sladen J.A., & Handford G., (1987).** A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands», *Canadian Geotechnical Journal.*, Vol.24, pp. 462-466.
- Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F. & Cai, F., (2007).** Strength and mechanical behaviour of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 25, pp.194-202.
- Tatsuoka F., Miura S., Yoshimi Y., Yasuda S., & Makihara Y., (1986b ).** Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program, *Soils and foundations*. 26, pp. 117-128.
- Tatsuoka F., Toki S., Okamoto M., Yasuda S., & Tanizawa F., (1986a).** Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand », *Soils and Foundations*, 26, pp. 99-116.
- Thevanayagam, S., Fiorillo, M. et Liang, J., (2000).** Effect of Non-plastic Fines on Undrained Cyclic Strength of Silty Soils. *Soil Dynamics and Liquefaction 2000: Proceedings of sessions of Geo-Denver 2000*, Denver CO, USA. Reston VA: ASCE. pp. 77-91.
- Thomas, M., Petry, P.E., Fasce, Dallas, N. & Little, P.E., (2002).** Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils in Pavements and Lightly Loaded Structures- History, Practice, and Future. *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 447-460.
- Tsuchida H., (1970).** Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits, *Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japan)*.
- Vaid P.V. & Sivathayalan S., (1995).** Errors in estimates of void ration of laboratory sand specimens», *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 1017-1020.
- Verdugo, R. L., (1992).** Characterization of sandy soil behavior under large deformation. PhD thesis, University of Tokyo.
- Vessely, M.J. & WU, J.T.H., (2002).** Feasibility of geosynthetic inclusions for reducing swelling of expansive soils. *Transportation Research Record*, pp. 42-51.

**Viswanadham, B.V.S., Phanikumar, B.R. & Rahul, V. M., (2006).** Swelling behaviour of a geofiber-reinforced expansive soil. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp.73-76.

**Vukićević M., Maraš-Dragojević S., Jocković S., Marjanović M., Pujević V., (2013).** Research Results of Fine-Grained Soil Stabilization Using Fly Ash from Serbian Electric Power Plants, pp. 3267- 3270.

**Wang, Y. and Wang, Y., (2010).** Study of Effects of Fines Content on Liquefaction Properties of Sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 272-277.

**White D.J., Harrington D., Thomas Z., (2005).** Fly ash soil stabilization for non-uniform subgrade soils, Volume I: Engineering properties and construction guidelines. Report No. IHRB Project TR-461; FHWA Project 4. Center for Transportation Research and Education, Iowa State University Zia N. and Fox P.J. 2000. Engineering.

**Wichtmann T., Niemunis A., Triantafyllidis Th. & Poblete M., (2005).** Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance, *Soil Dynamics and earthquake engineering*, Vol. 25, pp. 923-932.

**Xenaki, V. C. and Athanasopoulos, G. A., (2003).** Liquefaction Resistance of Sand-Silt Mixtures: An Experimental Investigation of the Effect of Fines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 23(3): pp. 1-12.

**Yang, J., Savidis, S. et Roemer, M., (2004).** Evaluating Liquefaction Strength of Partially Saturated Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 130(9), pp.979-975.

**Zaimoglu A. S., (2015).** Optimization of Unconfined Compressive Strength of Fine-grained Soils Modified with Polypropylene Fibers and Additive Materials Vol. 19, No. 3, pp. 578-582.

**Zaimoglu, A.S. and Yetimoglu, T., (2011).** Strength behavior of fine grained soil reinforced with randomly distributed polypropylene fibers. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30 (1), pp. 197-203.

**Zollo, R. F., (1985).** Glass, Natural, and Synthetic Fiber Uses in Fiber Concrete, In Report SCM-10 (85): Design with Fiber Reinforced Concrete, American Concrete Institute, Chicago, IL, pp. 376-396.