

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Géotechnique

Par

**Wiam KHEBIZI**

Thème :

---

*Etude Expérimentale du Comportement mécanique d'un Sol  
Granulaire Amélioré*

---

Soutenue le 12/03/2020, devant le jury composé de :

Ahmed ARAB	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Président
Noureddine DELLA	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Rapporteur
Jean Canou	M.C.A	Ecole Nationale des Ponts Paris-Tech	Co-Rapporteur
Mostefa BELKHATIR	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Examineur
Karim BENDANI	Professeur	Université de Mostaganem (UAIB)	Examineur
Hanifi MISSOUM	Professeur	Université de Mostaganem (UAIB)	Examineur

## **Avant-Propos**

Ce travail a été effectué au Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef en collaboration avec le laboratoire Navier de l'école des Ponts Pari-Tech en France. Qu'il me soit agréable de remercier sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, ainsi que tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui m'ont aidé à sa concrétisation et en particulier:

A mon directeur de thèse le Professeur Noureddine DELLA qui a été d'un soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses.

Au Professeur Jean Canou et Jean-Claude DUPLA, qui m'ont bien accueilli parmi eux au cours de mes différents séjours (2017, 2018 et 2019) au sein du laboratoire, qui ont contribué à l'enrichissement de ce travail par leur aide et conseils qu'ils n'ont cessé de prodiguer. m'apportant assistance et encouragement. A tous les ingénieurs et techniciens du laboratoire Navier et plus précisément M. Emmanuel Delaure pour son précieux apport technique et sa contribution dans le développement et la mise au point des dispositifs expérimentaux. Sa disponibilité et ses conseils m'ont été d'une grande utilité. Merci également à M. Xavier Boulay, Marine Lemaire, Baptiste Chabot et Géraldine Vue qui se sont toujours montré disponible.

Je remercie également l'ensemble des chercheurs de l'équipe CERMES du laboratoire NAVIER et plus spécialement Rawaz DLAWAR MUHAMMED, Sadok FEIA, Radja El Andaloussi et Sabrina CHARTIER, ainsi que tout le staff technique du laboratoire Navier.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements au Pr. Ahmed ARAB pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse.

J'adresse par ailleurs mes sincères remerciements à Monsieur Mostefa BELKHATIR Professeur à l'université de Chlef. Monsieur Karim BENDANI Professeur à l'université de Mostaganem et Monsieur Hanifi MISSOUM, Professeur à l'université de Mostaganem, qui nous ont honoré d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

A tous mes collègues de l'université de Khemis Miliana et de l'université de Chlef pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

## **DEDICACES**

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin d'en vue poursuivre des études en Post-gradués en Génie Civil.

Je dédie ce travail à mes chers parents, qui m'ont toujours entouré de leur affection, qui ont eu le mérite de toujours m'encourager dans mes études.

A mon mari qui a toujours été à mes côtés dans les moments difficiles, ainsi que mes enfants Mahdi et Rayana.

A mon frère Mohamed, ma sœur Ibtissem, mes nièces Anaïs, Liliana et mon neveu Abederrahmen.

A mon directeur de thèse Pr. N. Della pour son encouragement. J'ai apprécié grandement sa méthode de travail et la liberté qu'il m'a accordé au cours de la préparation et l'organisation de ce travail de recherche.

# Table des matières

<b>RESUME</b> .....	<b>I</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>I</b>
<b>ملخص</b> .....	<b>III</b>
<b>LISTE DES NOTATIONS</b> .....	<b>V</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</b> .....	<b>4</b>
1.1 Introduction .....	5
1.2 Quelques cas historiques de rupture par liquéfaction en Algérie .....	6
1.3 Comportement des sols granulaire .....	8
1.3.1 Comportement des sols granulaire sous chargement monotone .....	8
1.3.2 Comportement des sols granulaire sous chargement cyclique .....	11
1.3.3 Principaux concept rhéologiques des matériaux granulaires.....	12
1.3.3.1 Contractance et dilatance .....	12
1.3.3.2 Ligne d'instabilité .....	13
1.3.3.3 Etat caractéristique .....	14
1.3.3.4 Etat critique .....	16
1.4 Paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction .....	17
1.4.1 Densité relative.....	17
1.4.2 Confinement.....	18
1.4.3 Granulométrie .....	20
1.4.4 Présence des fines .....	22
1.4.5 Mode de préparation des échantillons .....	24
1.4.6 Surconsolidation .....	25
1.4.7 Saturation.....	26
1.4.8 Histoire de préchargement.....	27
1.4.9 Conductivité hydraulique .....	28
1.4.10 Effet des agrégats.....	29
1.5 Différentes techniques d'amélioration des sols granulaire .....	29
1.5.1 Amélioration par densification/compactage .....	30
1.5.1.1 Compactage par explosif .....	30
1.5.1.2 Compactage par vibroflotation .....	30
1.5.1.3 Compactage dynamique .....	31
1.5.2 Amélioration par pré-chargement .....	32
1.5.3 Amélioration par drainage.....	33
1.5.4 Amélioration par inclusion .....	34
1.5.4.1 Inclusion de micro-pieux .....	34
1.5.4.2 Colonnes ballastées .....	35
1.5.4.3 Géosynthétiques.....	37

1.5.4.4 Clouage .....	38
1.5.5 Amélioration par stabilisation chimique.....	39
1.5.6 Amélioration par injection.....	40
1.5.7 Amélioration par jet grouting .....	42
1.5.8 Amélioration par biotechnique.....	43
1.5.9 Amélioration par déchets de pneu, plastique et racine de plante .....	43
1.6 Amélioration des sols par fibres .....	45
1.7 Comportement des sols renforcés par fibres sous chargement monotone.....	54
1.8 Conclusion.....	66
<b>CHAPITRE 2 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE .....</b>	<b>68</b>
2.1 Introduction .....	69
2.2 Dipositif triaxial.....	69
2.3 Procédure d'essai .....	72
2.3.1 Préparation et la mise en place de l'échantillon .....	72
2.3.2 Saturation de l'échantillon .....	76
2.3.3 Consolidation.....	78
2.3.4 Cisaillement.....	79
2.3.5 Mesure et acquisition des données .....	80
2.3.6 Démontage d'échantillon .....	81
2.4 Matériaux utilisé.....	81
2.4.1 Sable naturel .....	81
2.4.2 Fibre de polypropylène .....	85
2.4.3 Préparation des mélanges sable-fibres .....	86
2.5 Essais de répétabilité.....	89
2.6 Conclusion.....	90
<b>CHAPITRE 3 : INFLUENCE DES FIBRES DE PP SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE RENFORCE EN CONDITION NON DRAINÉE A L'ETAT SEC.....</b>	<b>92</b>
3.1 Introduction.....	92
3.2 Comportement mécanique d'un sol granulaire non renforcé.....	92
3.2.1 Sable lache .....	92
3.2.2 Sable dense.....	93
3.2.3 Influence de la pression de confinement .....	95
3.2.4 Influence de la densité relative.....	96
3.3 Comportement mécanique du sable renforcé avec des fibres.....	96
3.3.1 Sable lache .....	96
3.3.2 Sable dense.....	100
3.4 Etude paramétrique de la réponse non drainé du sable renforcé.....	104
3.4.1 Effet de la pression de confinement .....	104
3.4.2 Effet de la densité relative.....	106
3.4.3 Effet de fibre sur la résistance au cisaillement maximale.....	109
3.4.4 Effet de fibre sur l'évolution de la pression interstitielle maximale .....	111

3.4.5 Coefficient du renforcement ( $S_r$ ) .....	112
3.5 Effet du renforcement sur les paramètres de résistance au cisaillement non drainé .....	115
3.5.1 Module de déformation sécant ( $E_{séc}$ ).....	116
3.5.2 Variation de la cohésion et de l'angle de frottement .....	117
3.6 Effet des fibre sur la ligne d'instabilité de liquéfaction du sable renforcé et non renforcé .....	120
3.7 Conclusion.....	122

**CHAPITRE 4 : INFLUENCE DES FIBRES DE PP SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE RENFORCE  
EN CONDITION NON DRAINÉE A L'ETAT HUMIDE ..... 123**

4.1 Introduction .....	124
4.2 Comportement mécanique du sable non renforcé à l'état humide .....	124
4.3 Comportement mécanique du sable renforcé à l'état humide .....	126
4.3.1 Variation de déviateur de contrainte .....	126
4.3.2 Variation de surpression interstitielle .....	127
4.3.3 Variation de chemin de contrainte .....	127
4.4 Influence de la teneur en fibres sur l'instabilité non drainée du sable humide .....	132
4.5 Influence du renforcement et de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement maximale .....	134
4.6 Influence du mode de préparation des échantillons sur la réponse non drainé du sable .....	136
4.6.1 Relation entre la pluviation à sec et le damage humide d'un sable renforcé .....	136
4.6.2 Influence du mode de dépôt sur le rapport des contraintes .....	139
4.7 Variation du coefficient de renforcement .....	140
4.8 Module sécant.....	141
4.9 Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement résiduelle .....	143
4.10 Conclusion.....	145

**CHAPITRE 5 : INFLUENCE DES FIBRES DE PP SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE RENFORCE  
EN CONDITION DRAINÉE ..... 147**

5.1 Introduction .....	148
5.2 Comportement drainé du sable naturel non renforcé .....	148
5.2.1 Sable lache .....	145
5.2.2 Sable dense .....	150
5.3 Comportement drainé du sable naturel renforcé .....	151
5.3.1 Effet des inclusions des fibres sur le comportement drainé des sables.....	151
5.3.1.1 Influence des fibres de pp sur le déviateur de contrainte.....	151
5.3.1.2 Influence des fibres sur la déformation volumique.....	155
5.3.1.3 Influence de la teneur en fine sur le caractère contractant.....	158
5.4 Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement maximale .....	160
5.4.1 Coefficient du renforcement ( $S_r$ ) .....	160
5.5 Détermination des caractéristiques mécaniques des essais drainés.....	162
5.5.1 Variation du module sécant.....	162
5.5.2 Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement.....	165
5.6 Relation entre les comportements drainé et non drainé du sable renforcé .....	167

5.7 Conclusion.....	168
<b>CONCLUSIONS GENERALES .....</b>	<b>171</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>176</b>

## Liste des figures

---

### Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

<b>Figure 1.1</b> Situation du bassin inférieur du Chlef .....	7
<b>Figure 1.2</b> Cas de liquéfaction enregistrés lors du séisme (a) Ebullition de sable (Chlef) (b) Ebullition de sable Zemmouri .....	7
<b>Figure 1.3</b> (a) Déplacement latéral et longitudinal du pont (b) Déplacements latéraux du terrain .....	8
<b>Figure 1.4</b> Résultats typiques d'un essai triaxial à déformation contrôlée sur un sable lâche saturé en condition non drainée .....	9
<b>Figure 1.5</b> Cheminement des contraintes pour cinq échantillons consolidés soumis à des pressions de confinements différentes.....	10
<b>Figure 1.6</b> Lignes correspondantes à la surface d'initiation de liquéfaction FLS et à l'état critique CSL.....	11
<b>Figure 1.7</b> Initiation à la liquéfaction sous chargement statique et cyclique.....	12
<b>Figure 1.8</b> Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense .....	13
<b>Figure 1.9</b> Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q-p'$ .....	14
<b>Figure 1.10</b> Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q-p'$ .....	14
<b>Figure 1.11</b> Etat caractéristique (d'après Luong, 1980). (a) comportement monotone ; (b) comportement cyclique .....	15
<b>Figure 1.12</b> Notion d'indice des vides critique (d'après Casagrande, 1975).....	16
<b>Figure 1.13</b> Influence de la densité relative sur la liquéfaction .....	18
<b>Figure 1.14</b> Influence de la contrainte de consolidation sur le comportement non drainé du sable.....	19
<b>Figure 1.15</b> Essai non drainé sur un sable dense.....	20
<b>Figure 1.16</b> Effet de $C_u$ sur le comportement non drainé du sable.....	21
<b>Figure 1.17</b> Effet de diamètre moyen des grains des sols $D_{50}$ sur la liquéfaction.....	21
<b>Figure 1.18</b> Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs .....	22
<b>Figure 1.19</b> Effet de la teneur en fines sur la liquéfaction.....	23
<b>Figure 1.20</b> Effet de mode de préparation des échantillons sur la réponse non drainée .....	24
<b>Figure 1.21</b> Réponse drainée du sable propre d'oued Chlef.....	25
<b>Figure 1.22</b> Influence du rapport de surconsolidation sur la réponse non drainé du sable de Chlef .....	26



<b>Figure 1.23</b> Influence du degré de saturation ( $S_r$ ) sur le comportement non drainé du sable	26
<b>Figure 1.24</b> Evolution de la résistance à la liquéfaction en fonction des niveaux de préchargement	28
<b>Figure 1.25</b> Influence des fines sur la conductivité hydraulique et leurs relations avec le pic monotone non drainé de déviateur de contrainte	28
<b>Figure 1.26</b> Compactage dynamique	32
<b>Figure 1.27</b> Principe de pré-chargement sur le contrôle des tassements	33
<b>Figure 1.28</b> Influence de drainage sur la variation de la pression interstitielle	34
<b>Figure 1.29</b> Evolution de la pression interstitielle et de l'accélération en fonction du temps	35
<b>Figure 1.30</b> Disposition des colonnes ballastées	36
<b>Figure 1.31</b> Comportement non drainé du sable de Chlef renforcé par des colonnes ballastées	37
<b>Figure 1.32</b> Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction pour différent géosynthétique.	38
<b>Figure 1.33</b> Inclusion par clouage (a) Mur de soutènement (b) stabilité d'une pente instable	39
<b>Figure 1.34</b> Méthode de jet grouting	42
<b>Figure 1.35</b> Effet de fibre sur (a) le comportement contrainte-déformation (b) la résistance à différentes pression de confinement	49
<b>Figure 1.36</b> Géosynthétique de différente forme utilisée pour le renforcement	51
<b>Figure 1.37</b> Schéma des échantillons de triaxial du sable renforcé avec différentes forme de géosynthétique	51
<b>Figure 1.38</b> Comportement contrainte-déformation du sable renforcé avec les trois forme (a) par polyester film (b) par géotextile à ( $\sigma_3=100\text{kPa}$ )	52
<b>Figure 1.39</b> Effet de l'addition de 0.5% fibre et 5% de ciment $q-\epsilon$ à faible pression de confinement (a) $\sigma_3=300\text{kPa}$ (b) $\sigma_3=10\text{MPa}$	53
<b>Figure 1.40</b> Courbe contrainte-déformation pour plusieurs teneur en fibres (a) $\sigma_3=100\text{kPa}$ (b) $\sigma_3=150\text{kPa}$	56
<b>Figure 1.41</b> Comportement contrainte-déformation du sable renforcé par des fibres	57
<b>Figure 1.42</b> Réponse drainée du sable fin renforcé avec des fibres de polyamide (a) Courbes contrainte déformation (b) déformation volumique	59

<b>Figure 1.43</b> Comportement contrainte-déformation du sable renforcé avec des fibres de polyamide avec différents rapport d'aspect et différent longueurs de fibre .....	59
<b>Figure 1.44</b> Enveloppes de contrainte principales provenant d'essais triaxiaux sur sable renforcé.....	60
<b>Figure 1.45</b> Influence de la granulométrie sur la contrainte critique de confinement (a) la forme; (b) gradation .....	61
<b>Figure 1.46</b> Influence de la teneur en fibres et du facteur de forme sur l'augmentation de la résistance Sable de dune Muskegon .....	61
<b>Figure 1.47</b> Résultats du déviateur de contrainte-déformation pour la compression drainée et l'extension des essais triaxiaux .....	63
<b>Figure 1.48</b> comportement volumétrique en compression drainée et en extension triaxiale tests.....	63
<b>Figure 1.49</b> Comportement du sable lâche en condition non drainé.....	66

## **Chapitre 2 : Dispositif expérimentale et mode opératoire**

<b>Figure 2.1</b> Vue de la cellule triaxiale avec ses dispositifs annexes.....	70
<b>Figure 2.2</b> Schéma de la cellule triaxiale utilisée.....	71
<b>Figure 2.3</b> Système de pression de l'appareil .....	71
<b>Figure 2.4</b> Système de pilotage et d'acquisition .....	72
<b>Figure 2.5</b> Mise en place de la membrane et du moule .....	73
<b>Figure 2.6</b> Préparation des échantillons par couche : division en 10 couches.....	74
<b>Figure 2.7</b> Compactage de l'échantillon.....	74
<b>Figure 2.8</b> Préparation par déversement à sec .....	75
<b>Figure 2.9</b> Préparation par damage humide .....	75
<b>Figure 2.10</b> Démoulage de l'échantillon .....	76
<b>Figure 2.11</b> Gaz carbonique.....	77
<b>Figure 2.12</b> Saturation de l'échantillon. ....	78
<b>Figure 2.13</b> Consolidation à $p'_c=100\text{kPa}$ . ....	79
<b>Figure 2.14</b> Cisaillement.....	80
<b>Figure 2.15</b> Acquisition des données. ....	81
<b>Figure 2.16</b> Site du prélèvement des échantillons étudiés.....	82
<b>Figure 2.17</b> Vue microscope optique des particules du sable naturel de Chlef. ....	82
<b>Figure 2.18</b> Vue de l'appareil d'analyse de diffraction laser .....	83
<b>Figure 2.19</b> Courbe granulométrique du sable naturel de Chlef. ....	84

<b>Figure 2.20</b> Fibre de polypropylène utilisée dans cette étude.....	86
<b>Figure 2.21</b> Préparation des échantillons de sable renforcé par des fibres de polypropylène. .....	87
<b>Figure 2.22</b> Vue par Stéréo microscope du sable renforcé.....	88
<b>Figure 2.23</b> Essai de répétabilité drainé d'un sable naturel à l'état dense à $p'c=50$ kPa .....	89
<b>Figure 2.24</b> Essai de répétabilité non-drainé d'un échantillon de sable à l'état lâche à $p'c=50$ kPa .....	90

### **Chapitre 3: Influence des fibres de polypropylène sur le comportement mécanique du sable renforcé en condition non drainée à l'état sec**

<b>Figure 3.1</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef lâche .....	93
<b>Figure 3.2</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef dense .....	95
<b>Figure 3.3</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène à ( $Dr=30\%$ , $p'c=50$ kPa).....	98
<b>Figure 3.4</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène à ( $Dr=30\%$ , $p'c=100$ kPa).....	99
<b>Figure 3.5</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène à ( $Dr=30\%$ , $p'c=200$ kPa).....	100
<b>Figure 3.6</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène à ( $Dr=80\%$ , $p'c=50$ kPa).....	102
<b>Figure 3.7</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène à ( $Dr=80\%$ , $p'c=100$ kPa).....	103
<b>Figure 3.8</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène à ( $Dr=80\%$ , $p'c=200$ kPa).....	104
<b>Figure 3.9</b> Effet de la contrainte de consolidation en fonction de déviateur de contrainte max de la réponse non drainé du sable renforcé <b>(a)</b> $Dr=30\%$ ; <b>(b)</b> $Dr=80\%$ .....	106
<b>Figure 3.10</b> Effet de la densité relative en fonction de déviateur de contrainte max de la réponse non drainé du sable renforcé .....	108
<b>Figure 3.11</b> Evolution de la forme des échantillons renforcés et non renforcés avant et après cisaillement. ....	109
<b>Figure 3.12</b> Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du pourcentage des fibres du sable naturel de Chlef à trois pressions de confinement .....	110
<b>Figure 3.13</b> Surpression interstitielle maximale en fonction du pourcentage des fibres du sable naturel de Chlef à trois pressions de confinement.....	112

<b>Figure 3.14</b> Variation de coefficient du renforcement par fibre .....	114
<b>Figure 3.15</b> Variation du rapport de contrainte ( $q_{max}/p'_c$ ) en fonction du pourcentage des fibres : .....	115
<b>Figure 3.16</b> Variation du module sécant en fonction de la déformation axiale ( $D_r=30\%$ )	117
<b>Figure 3.17</b> Variation du module sécant en fonction de pourcentage des fibres à $\epsilon_l = 0.1\%$ et $p'_c= 100kPa$ .....	117
<b>Figure 3.18</b> Effet des fibres sur la cohésion et l'angle de frottement.....	119
<b>Figure 3.19</b> Evolution de la ligne d'instabilité avec la variation de teneur en fibre du sable .....	120
<b>Figure 3.20</b> Evolution de l'angle de frottement et du rapport de contraintes à l'initiation de l'instabilité en fonction de la teneur en fibre.....	121

#### **Chapitre 4 : Influence des fibres de polypropylène sur le comportement mécanique du sable renforcé en condition non drainée à l'état humide**

<b>Figure 4.1</b> Réponse non drainé monotone du sable non renforcé lâche à l'état humide...	126
<b>Figure 4.2</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef ( $D_r=30\%$ ) à l'état humide pour $w=2\%$ .....	129
<b>Figure 4.3</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef ( $D_r=30\%$ ) à l'état humide pour $w=3\%$ .....	130
<b>Figure 4.4</b> Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef ( $D_r=30\%$ ) à l'état humide pour $w=5\%$ .....	131
<b>Figure 4.5</b> Evolution de la ligne d'instabilité avec la variation de teneur en eau du sable renforcé et non renforcé consolidé à $100kPa$ .....	133
<b>Figure 4.6</b> Evolution de l'angle de frottement et du rapport de contrainte à l'initiation de l'instabilité en fonction de la teneur en fibre à $p'_c=100kPa$ .....	134
<b>Figure 4.7</b> Influence du (a) renforcement et (b) de la teneur en eau sur la résistance maximale (fin de l'essai). .....	135
<b>Figure 4.8</b> Forme finale des échantillons humides renforcés à $0.8\%$ de fibres après cisaillement. ....	136
<b>Figure 4.9</b> Résistance au cisaillement maximale (PS) vs résistance au cisaillement maximale des échantillons (DH) renforcés et non renforcés à $p'_c=100kPa$ .....	137
<b>Figure 4.10</b> Influence du mode de déposition sur le comportement du sable de Chlef à différents teneurs en eau .....	138
<b>Figure 4.11</b> Variation du paramètre $R_q$ en fonction de la teneur en eau.....	139

<b>Figure 4.12</b> Variation du rapport $R_c$ des échantillons humides ( $D_r=30\%$ ) à $p'_c=100\text{kPa}$ ..	140
<b>Figure 4.13</b> Variation du coefficient de renforcement $S_r$ des échantillons humides ( $D_r=30\%$ ) à $p'_c=100\text{kPa}$ .....	141
<b>Figure 4.14</b> Evolution du module sécant des échantillons du sable humide en fonction de la déformation axiale $\varepsilon_a$ .....	142
<b>Figure 4.15</b> Variation du module sécant des échantillons du sable humide en fonction de la teneur en fibre à $\varepsilon_a=0.1\%$ .....	143
<b>Figure 4.16</b> Influence du pourcentage des fibres sur la variation de la résistance de cisaillement résiduelle non drainée du sable.....	144

## **Chapitre 5 : Influence des fibres de polypropylène sur le comportement mécanique du sable renforcé en condition drainée**

<b>Figure 5.1</b> Comportement drainé du sable de Chlef non renforcé à l'état lâche. ....	149
<b>Figure 5.2</b> Comportement drainé du sable de Chlef non renforcé à l'état dense.....	150
<b>Figure 5.3</b> Courbes de déviateur de contrainte - déformation axiale ; Effet des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef à l'état lâche ( $D_r=30\%$ ). ....	152
<b>Figure 5.4</b> Courbes de déviateur de contrainte - déformation axiale ; Effet des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef à l'état dense ( $D_r=80\%$ )......	153
<b>Figure 5.5</b> Courbes de déformation volumique en fonction de la déformation axiale ; Effet des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef à l'état lâche ( $D_r=30\%$ ) ....	156
<b>Figure 5.6</b> Courbes de déformation volumique en fonction de la déformation axiale ; Effet des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef à l'état dense ( $D_r=80\%$ ).....	157
<b>Figure 5.7</b> Variation de la déformation volumique en fonction de la contrainte de confinement ..	158
<b>Figure 5.8</b> Influence de la teneur en fine sur la déformation volumique .....	159
<b>Figure 5.9</b> Types de structures selon la teneur en fines .....	160
<b>Figure 5.10</b> Variation du coefficient de renforcement ( $S_r$ ) en fonction de la contrainte de $p'_c$ ....	162
<b>Figure 5.11</b> Variation du module sécant en fonction de $\varepsilon_a$ en condition drainé à $D_r=30\%$ .....	163
<b>Figure 5.12</b> Variation du module sécant en fonction de $\varepsilon_a$ en condition drainé à $D_r=80\%$	164
<b>Figure 5.13</b> Variation du module sécant en fonction du $F_c$ à la fin des essais drainés .....	165
<b>Figure 5.14</b> Effet des fibres sur la variation de: (a) la cohésion ; (b) l'angle de frottement .....	166
<b>Figure 5.15</b> Variation de déviateur de contrainte en fonction du pourcentage des fibres dans les deux cas du comportement drainé et non- drainé du sable renforcé .....	168

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau 2.1</b> Propriétés du sable utilisé .....	84
<b>Tableau 2.2</b> Analyse chimique du sable naturel de Chlef .....	85
<b>Tableau 2.3</b> Propriétés des fibres de polypropylène.....	85
<b>Tableau 2.4</b> Résumé des essais triaxiaux du programme dans des conditions non drainées et drainé à l'état sec et humide .....	87
<b>Tableau 3.1</b> : Les coefficients A, C et $R^2$ pour l'équation (5.1) .....	110
<b>Tableau 3.2</b> Les coefficients A, C et $R^2$ pour l'équation (3.2). .....	111
<b>Tableau 3.3</b> Valeurs de coefficient du renforcement $S_r$ .....	113
<b>Tableau 3.4</b> Coefficient A et B de l'expression (3.4).....	115
<b>Tableau 4.1</b> Les coefficients A, C et $R^2$ pour l'équation (4.1). .....	137
<b>Tableau 5.1</b> Valeurs de déviateur de contrainte maximale et de coefficient du renforcement .....	161
<b>Tableau 5.2</b> Paramètres mécaniques de cisaillement (C et $\varphi$ ) du sable renforcé et non renforcé .....	165

## Liste des notations

---

<b>A, C</b>	Coefficients d'équation
<b>B</b>	Coefficient de Skempton
<b>C, C'</b>	Cohésion drainée et non drainée (effective)
<b>Cu</b>	Coefficient d'uniformité
<b>D</b>	Diamètre d'échantillon
<b>D<sub>10</sub></b>	Diamètre efficace
<b>D<sub>50</sub></b>	Diamètre moyen
<b>Dr</b>	Densité relative initiale
<b>E</b>	Module sécant
<b>e<sub>max</sub></b>	Indice des vides maximal
<b>e<sub>min</sub></b>	Indice des vides minimal
<b>Fc</b>	Teneur en fibre
<b>q</b>	Déviateur de contrainte, $q = \sigma_1 - \sigma_3$
<b>q<sub>ins</sub></b>	Résistance au cisaillement d'instabilité
<b>q<sub>max</sub></b>	Résistance au cisaillement maximale
<b>q<sub>max</sub>Ur</b>	Résistance au cisaillement maximale pour un échantillon non renforcé
<b>q<sub>max</sub>xR</b>	Résistance au cisaillement maximale pour un échantillon renforcé
<b>Sr</b>	Coefficient du renforcement
<b>Δq</b>	Variation de déviateur de contrainte
<b>R<sup>2</sup></b>	Coefficient de détermination
<b>Rc</b>	Le rapport de déviateur de contrainte maximal d'un échantillon renforcé par rapport un échantillon non renforcé
<b>Rq</b>	Paramètre caractérisant la différence de la contrainte déviatorique maximale
<b>P'</b>	Pression moyenne effective, $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$
<b>P</b>	Pression moyenne effective en condition drainée, $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$
<b>P'c</b>	Pression de confinement
<b>Sr</b>	Coefficient du renforcement
<b>CSL</b>	Critical state line
<b>SSL</b>	Steady state line
<b>U</b>	Pression interstitielle
<b>Δu</b>	Variation de la pression interstitielle
<b>Vt</b>	Volume total d'échantillon
<b>Δv</b>	Variation volumique de l'échantillon
<b>Δv/v</b>	Déformation volumique de l'échantillon
<b>ω</b>	Teneur en eau
<b>Wl</b>	Limite de liquidité
<b>Wp</b>	Limite de plasticité
<b>Ip</b>	Indice de plasticité
<b>γs</b>	Poids volumique des grains solide
<b>ε<sub>a</sub></b>	Déformation axiale

## **RESUME**

Durant ces dernières années, l'utilisation des fibres géosynthétiques apparaît très importante dans les travaux de génie civil et en particulier en géotechnique où ils sont proposés comme des solutions à l'instabilité des sols. Généralement ces produits ont une longue vie et ne subissent pas de déchéances biologiques, sont disponibles, au cout limité et sont connus par leur efficacité à améliorer la résistance des sols comparativement à d'autres méthodes d'amélioration comme la densification des sols. Ce travail de thèse concerne une étude au laboratoire sur l'amélioration des sols granulaires par la méthode du renforcement. Les sols granulaires fins sont susceptibles de se liquéfier sous sollicitation monotone où cyclique, l'étude du comportement du sable renforcé sous ces sollicitations a une importance pour évaluer l'effet du renforcement sur les propriétés mécaniques d'un sol à risque de liquéfaction. On s'est intéressé dans ce travail expérimental à l'appareil triaxial sur l'étude de l'effet des fibres de polypropylène sur le comportement du sol granulaire renforcé en tenant compte de l'influence des conditions initiales. Les résultats expérimentaux ont montré que la contrainte de confinement, la densité relative et la teneur en eau initiale exercent réellement des influences sur l'efficacité du renforcement. L'effet de la méthode de préparation est aussi significatif. Les échantillons du sable lâche préparés par le dépôt sec ont montré une plus grande résistance par rapport à celle des échantillons humides. En outre, il a été constaté que les fibres présentent une tendance à la dilatation élevée pour la méthode de dépôt humide. On constate que le renforcement affecte considérablement les échantillons de sable lâche. L'augmentation de la teneur en eau mène à une diminution de la résistance au cisaillement du sol sans et avec le renforcement et amplifie son caractère contractant. Cependant, il a été observé que le pourcentage de fine dans le sable naturel a un effet significatif sur le comportement drainée du sol et le matériau devient plus contractant.

**Mots-clés:** triaxial, consolidé drainé, consolidé non drainé, comportement, résistance, pression de confinement, fibre de polypropylène.



## **ABSTRACT**

In recent years, the use of geosynthetic fibers appears to be very important in civil engineering works and particularly in geotechnics where they are proposed as solutions to soil instability. Generally these products have a long life and do not undergo biological decay, are available, at limited cost and are known by their effectiveness to improve the resistance of soils compared to other methods of improvement such as soil densification. This thesis work concerns a laboratory study on the improvement of granular soils by the reinforcement method. Fine granular soils are liable to liquefy under monotonic or cyclic stress, the study of the behavior of reinforced sand under these stresses is important to assess the effect of the reinforcement on the mechanical properties of a soil at risk of liquefaction. We were interested in this experimental work on the triaxial apparatus on the study of the effect of polypropylene fibers on the behavior of reinforced granular soil regarding initial conditions effects. Experimental results showed that confining pressure, relative density and initial water content really influence the effectiveness of the reinforcement. The effect of the preparation method is also significant, The loose sand samples prepared by the dry deposit showed greater resistance compared to that of the wet samples. In addition, it has been found that the fibers exhibit a high dilation tendency for the wet deposition method. It is found that the reinforcement considerably affects the loose sand samples. The increase in the water content leads to a decrease in the shear strength of the soil without and with reinforcement and amplifies its contracting character. However, it has been observed that the percentage of fines in natural sand has a significant effect on the drained behavior of the soil and the material becomes more contracted.

**Keywords:** triaxial, consolidated drained, Consolidated undrained, behaviour, strength, confining pressure, polypropylene fiber.

## ملخص

في السنوات الأخيرة، يبدو استخدام الألياف الاصطناعية مهمًا جدًا في أعمال الهندسة المدنية ولا سيما في الجيوتقنية حيث يتم اقتراحها كحل لعدم استقرار التربة. بشكل عام، تتمتع هذه المنتجات بعمر طويل ولا تخضع لتحلل البيولوجي، وهي متاحة بتكلفة محدودة ومعروفة بفعاليتها لتحسين مقاومة التربة مقارنة بطرق التحسين الأخرى مثل تكتيف التربة. تتعلق هذه الرسالة بدراسة تجريبية حول تحسين التربة الحبيبية بطريقة التعزيز. تعتبر التربة الرملية ذات الحبيبات الصغيرة من الأنواع القابلة لتميع في حالات التحميل الثابت والدوري، ومن المهم دراسة سلوك الرمل المقوى تحت هذه الضغوط لتقييم تأثير التعزيز على الخواص الميكانيكية للتربة المعرضة لخطر التميع. كنا مهتمين بهذا العمل التجريبي على الجهاز ثلاثي المحاور في دراسة تأثير ألياف البولي بروبيلين على سلوك التربة الحبيبية المقواة مع مراعاة تأثير الظروف الأولية. أظهرت النتائج التجريبية أن الضغط المحدود والكثافة النسبية والمحتوى المائي الأولي يؤثران بالفعل على فعالية التعزيز. كما أن طريقة تحضير العينة لها أيضا تأثير مهم. أظهرت عينات الرمل الهشة التي تم تحضيرها بواسطة الترسيب الجاف مقاومة أكبر مقارنة بالعينات الرطبة. بالإضافة إلى ذلك، فقد وجد أن الألياف تبدي سلوكا أكثر توسعي بالنسبة لطريقة الإيداع الرطب. وجد أن التعزيز يؤثر بشكل كبير على عينات الرمل غير مستقرة. تؤدي الزيادة في محتوى الماء إلى انخفاض في قوة القص للتربة بدون او مع معزز ويضخم طابعها الانقباضي. ومع ذلك، فقد لوحظ أن الزيادة في محتوى الطمي في الرمل الطبيعي لها تأثير كبير على السلوك المستنفذة للتربة وتصبح المادة أكثر تقلصًا.

**الكلمات الدالة:** اختبار ثلاثية المحاور، المجمع المستنفذة، المجمع غير مستنفذة، سلوك، قوة ضغط المطبق، الألياف.

## Introduction générale

Le renforcement des sols est l'une des techniques de l'amélioration des sols, dont le premier concept a été donné par Vidal en 1969. Au-delà, des avancées significatives ont été faites dans la conception et la construction des structures géotechniques telles que les murs de soutènements, fondations, remblai, etc...

Un autre exemple est la construction des fondations dans un sol à faible capacité portante, où le coût d'une fondation profonde peut être incompatible avec le coût global du projet. Dans ces cas, l'amélioration du sol sur place par l'addition des agents cimentaires ou à travers l'inclusion des éléments discrets orientés ou aléatoirement distribués comme des fibres pourrait être employée (Consoli et al, 2010).

Le Renforcement des sols par fibre est une solution intéressante et innovante pour les problèmes d'ingénierie en géotechnique. Le comportement des sables renforcés par des fibres a été largement étudié et reporté dans la littérature. De nombreuses expériences réalisées sur sable renforcé par fibres ont montré que la résistance au cisaillement du sable augmente lorsque les fibres discrètes sont ajoutées au sol qui agit comme un matériau composite dans lequel les inclusions des fibres offrent une grande résistance à la traction au sol.

Le rôle de renforcements dans la matrice du sol est d'augmenter la résistance au cisaillement maximale et réduire la déformation et la perte de la résistance après le pic (Ibrahim et al, 2012). L'efficacité du renforcement est influencée par les propriétés de la fibre, le type d'inclusion, fraction de volume, longueur, module d'élasticité, et l'orientation, et aussi les caractéristique granulométriques, forme, gradation, aussi bien que les contraintes et la densité (Jin et al. 2011). Il s'est avéré particulièrement que l'orientation des fibres est importante d'après Diambra et al. (2010).

Beaucoup d'études expérimentales supposent que les fibres sont aléatoirement orientées et distribuées dans toute la masse de sol. Une telle distribution préserverait l'isotropie de la résistance du sol et par la suite éviter ou retarder la formation des déformations planes. Il a été trouvé que la résistance à la compression avec le triaxial augmente par l'introduction des fibres, cependant, dans l'extension le rôle des fibres est limité.

Les résultats de Jin Liu et al. (2011) indiquent que les sables lâches renforcés n'ont pas été influencés par la présence des fibres. Cependant, pour les échantillons denses et moyennement denses, la présence des fibres affecte clairement le comportement non drainé. La présence des fibres peut limiter ainsi ou même empêcher l'occurrence de la diffusion latérale cela est souvent observé en sable non renforcé. Ces résultats sont en concordance avec ceux d'Ibrahim et al. (2010).

La région de Chlef connue par sa forte sismicité (à titre d'exemples les séismes de 1980 et 1954) et l'apparition du phénomène de la liquéfaction et la rupture des sols dans certaines zones, n'échappe pas au contexte des régions à risque.

La thématique étudiée fait partie de la problématique des risques naturels, d'une part du fait de l'existence de sols qui y sont naturellement sensibles, et d'autre part et surtout les solutions proposées pour minimiser l'effet de ce risque à travers l'amélioration du sable de chlef soit par traitement, soit par renforcement. Le but du travail proposé est l'étude de l'influence de l'ajout de fibre de polypropylène sur les caractéristiques mécanique d'un sol granulaire naturel appartenant à la région de Chlef (sable de Chlef naturel).

La thèse a été élaborée conjointement par le laboratoire des sciences des matériaux et Environnement (LSME) de l'université de Chlef et le laboratoire Navier Géotechnique (CERMES) de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (ENPC).

Cette étude présente une investigation expérimentale en laboratoire pour évaluer l'effet du renforcement sur le comportement du sable de chlef avec l'ajout de pourcentages de fibres de polypropylène de 0, 0.3, 0.5 et 0.8%, sous chargement monotone, en condition drainée (CD) et non drainée (CU) à l'état sec et humide, les essais ont été réalisés sur des échantillons préparés à deux états de densités relatives, l'un lâche pour  $Dr = 30\%$  et l'autre dense pour  $Dr=80\%$ , sous trois pressions de confinement initiale de 50, 100 et 200 kPa. Le comportement mécanique et la réponse non drainée et drainé ont été évalués.

Les résultats montrent une nette amélioration de la résistance au cisaillement monotone. L'augmentation du pourcentage des fibres, de la pression de confinement et de la densité relative améliore la résistance du sol.

Afin de réaliser les objectifs cités ci-dessus, le travail de recherche mené dans le cadre de cette thèse a été divisé en cinq chapitres :

Après une introduction générale retraçant les aspects généraux de la thèse et précisant sa problématique et ses objectifs, suivie du premier chapitre qui présente une synthèse bibliographique sur le comportement des sols granulaires améliorés et non améliorés tels que l'effet du renforcement sur le comportement monotone et toutes les recherches effectuées dans ce domaine. Ce chapitre décrit également les différentes techniques d'amélioration des sols sableux avec des nouvelles techniques qui sont actuellement utilisées telles que le renforcement par les géosynthétiques, fibres, compactage, grouting, traitement des sols et les recherches entreprises dans ce cadre.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des dispositifs expérimentaux utilisés dans cette étude, suivie par une description des procédures expérimentale et des protocoles des essais utilisés. On présente également l'ensemble des caractéristiques physiques des matériaux utilisés.

Dans le troisième chapitre, sont présentés les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés (CU) à l'état sec. On décrit en détail les résultats des essais réalisés sur les échantillons du sol non renforcés et renforcés par différents pourcentage de fibres ainsi que l'influence du type du renforcement et d'un certain nombre de paramètres comme : le confinement et la densité relative sur le comportement non drainé du sol renforcé.

Le quatrième chapitre comporte les résultats de séries d'essais triaxiaux monotones non drainés (CU) à l'état humide dans le but d'étudier l'influence de la méthode de préparation des échantillons et l'effet de la teneur en eau initiale sur le comportement mécanique du sable renforcé et non renforcé. D'abord, on présente en détail les résultats des essais réalisés sur les échantillons humides du sol non renforcés et renforcés par les pourcentage des fibres, ensuite les variations de déviateur de contrainte et de la pression interstitielle au pic sont présentées en fonction du pourcentage des fibres pour les deux méthode de préparation des échantillons du sol sec et humide.

Le cinquième chapitre est consacré à la présentation des essais triaxiaux monotones drainés à l'état sec (CD). Dans ce chapitre on s'intéresse à l'influence des fibres sur le comportement drainé du sol en prenant en considération l'effet de la structure initiale du sol (La densité relative, le confinement). On étudie aussi l'effet de l'ajout des fibres sur les caractéristiques mécaniques du sol en termes d'angle de frottement, de cohésion et du module sécant.

Enfin une conclusion générale et quelques recommandations et perspectives futures sont insérées à la fin de cette thèse pour terminer ce travail.

## **CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUES**

## 1.1 Introduction

Les dommages causés par le séisme sont influencés par le comportement du sable sous chargement monotone ou cyclique. Ce comportement est principalement contrôlé par les propriétés mécaniques des sols (Kramer, 1996). Dans la première partie de ce chapitre, des informations sur le comportement des sables le mécanisme de chargement monotone et de liquéfaction est présenté.

A cet effet plusieurs techniques d'amélioration des sols sont utilisées pour améliorer les propriétés d'ingénierie du sol tel que la liquéfaction qui est décrite dans la deuxième partie dans ce chapitre. Ces techniques d'amélioration peuvent être utilisées en fonction des méthodes d'application et des types du sol. Ces méthodes sont nécessaires non seulement lorsque la couche superficielle du sol n'est pas en mesure de supporter les structures, mais aussi lorsque les couches les plus profondes doivent être améliorées. En général, l'objectif des méthodes d'amélioration des sols est de :

- Améliorer la résistance au cisaillement des sols et augmenter la capacité portante des fondations semi-profondes
- Limiter le phénomène de la liquéfaction
- Réduire le retrait et le gonflement des sols
- Réduire le tassement des structures
- Augmenter le facteur de sécurité en cas de rupture éventuelle de la pente des remblais. et des barrages en terre.

Le renforcement par fibre présente des avantages uniques. Par exemple, le frottement entre les fibres et les particules du sol augmente la liaison entre les particules du sol et cela peut améliorer la plasticité, la contrainte au cisaillement, la contrainte à la rupture, la résistance au pic et maximale des sols cimentés et non cimentés. Les fibres réduisent la fragilité de la cimentation, alors que la rigidité initiale n'est pas sensiblement modifiée par l'inclusion de fibres (Consoli et al., 1998). Le renforcement par fibre est rentable, facile à adapté et manipulé (Prabakar et Sridhar, 2002). En général, les fibres sont résistantes à la rupture par traction, et à la fissuration et se caractérisent par amélioration de la ductilité.

Les fibres peuvent être classées généralement comme fibres naturelles et fibres synthétiques. Les fibres synthétiques sont généralement préférées aux fibres naturelles en raison de leurs propriétés. Par exemple, les polypropylènes sont résistants aux acides, aux alcalins et aux produits chimiques. Ils ont une résistance à la traction élevée et ont également un point de fusion élevé. Les fibres de verre, de carbone se sont également révélés résistants aux alcalis et

autres risques chimiques. L'orientation des fibres influe également sur la réponse mécanique, car les fibres orientées de manière aléatoire améliorent la résistance par frottement et enroulement autour des particules du sol. Les fibres ont plus d'influence quand ils sont orientés dans le même sens que les efforts de traction pour tout état de chargement particulier.

### **1.2 Quelques cas historiques de rupture par liquéfaction en Algérie**

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage Bâtiment de Chlef 1980. Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer l'inclinaison ou le glissement de ces derniers et causer l'effondrement des barrages par exemple. L'augmentation de la pression de l'eau peut également déclencher des éboulements (figure 1.2 a).

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasia et Africa qui est une région sismique très active. Le phénomène de la liquéfaction est très marqué en Algérie dans plusieurs régions sismiques, on cite comme exemples le séisme de Chlef (El Asnam, 1922, 1934, 1954 et 1980) et celui de Boumerdes (Zemmouri, 2003).

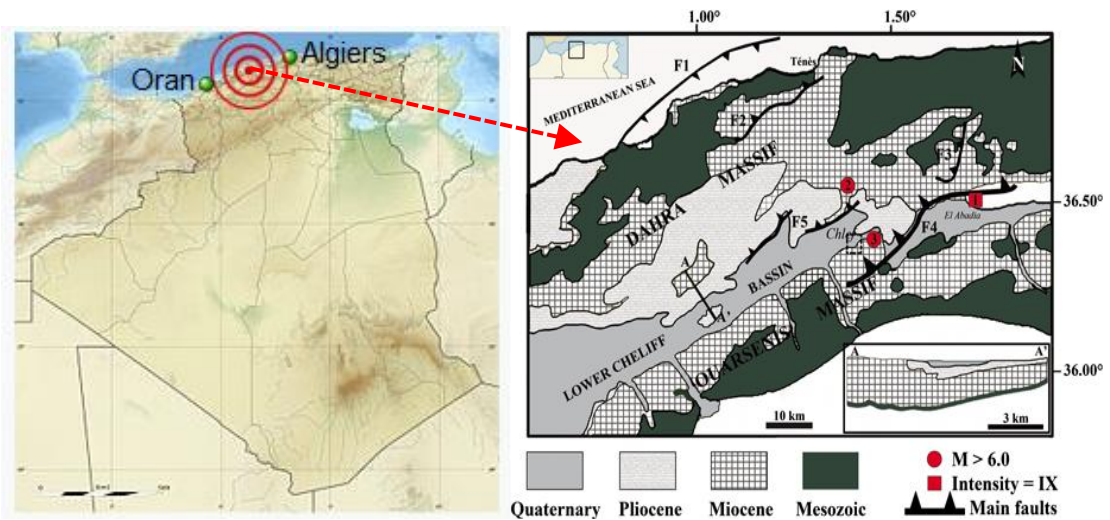
Le séisme d'El Asnam 1980 a été qualifié comme étant l'évènement sismique le plus important qu'a connu la région ouest-méditerranéenne. La secousse principale du séisme d'El-Asnam 1980 a été ressentie sur un rayon de 250 Km et son intensité a été estimée à IX sur l'échelle Mercalli modifiée MMI. La faille sismique ayant généré ce séisme (faille d'OuedFodda) fut de nature inverse d'une longueur de 47 Km avec un foyer superficiel (profondeur focale comprise entre 6 à 10 Km). La magnitude du séisme fut de 7.3 et le rejet vertical et horizontal maximum cumulé fut de 6 et 2,70 m respectivement.

La Figure 1.1 montre le phénomène de la liquéfaction enregistré lors du séisme de Chlef 1980. La liquéfaction est apparue sur une vaste vallée alluvionnaire traversée par Oued Chlef et à la zone de confluence de cette rivière avec Oued de Fodda. Des ruptures diffusées sur des pentes naturelles et des cratères de sable ont été remarqués sur des surfaces du sol liquéfiées et sur les côtés de la rivière d'Oued Chlef (Figure 1.2 a), ainsi que des dommages importants occasionnés à des infrastructures en raison des affaissements et des déplacements latéraux des sols.

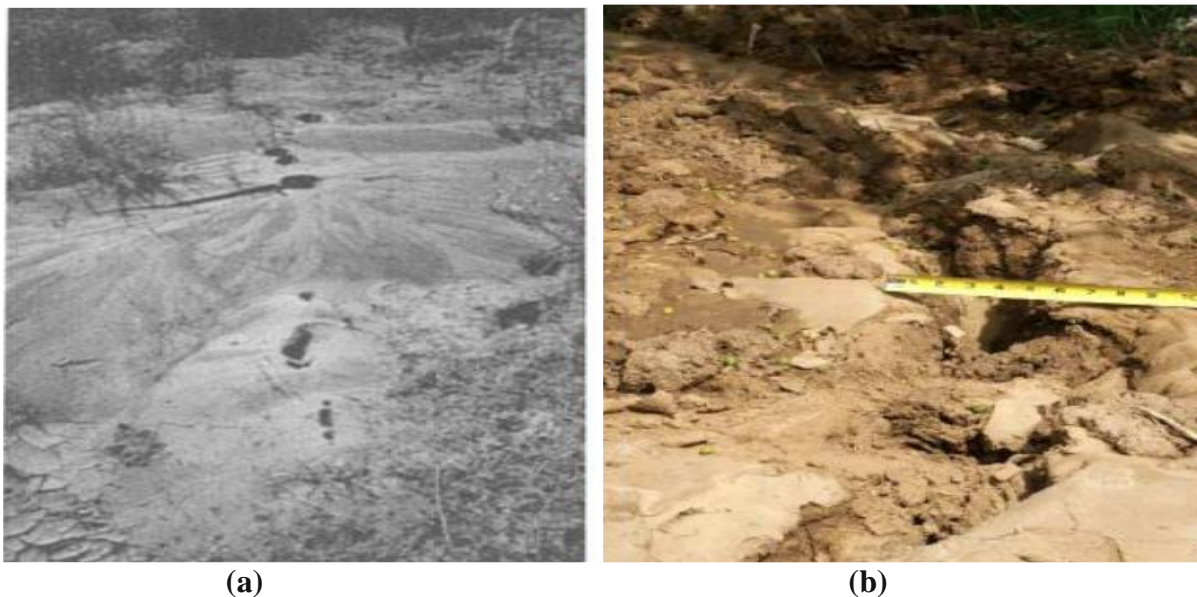
Quelques années après, Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien. La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys



et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après l'EERI Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003). Le séisme dévastateur de Boumèrdes (Zemmouri, 2003) a causé plusieurs dommages sur les ouvrages. D'autres dommages très importants ont été causés par la liquéfaction (Figure 1.3) (Hamane et al.2007, Benghalia et al. 2014), où elle a provoqué le déplacement latéral et longitudinal des fondations de pont d'Isser (Boumerdes) (Balla et al. 2016).



**Figure 1.1** Situation du bassin inférieur du Chlef (Layadi et al. 2016)



**Figure 1.2** Cas de liquéfaction enregistrés lors du séisme: (a) Ebullition de sable (Chlef) en 1980 (Denine, 2018) (b) Ebullition de sable Zemmouri (Haddadene.N, 2008).

Durant le séisme de Chlef (1980) et de Boumerdes (2003), des ébullitions de sable et des fissures de sol ont été observées sur différents sites à Chlef et à Boumerdes (figure 1.2).



**Figure 1.3 (a)** Déplacement latéral et longitudinal du pont, **(b)** Déplacements latéraux du terrain.

Aussi, il a été observé que la liquéfaction a causé le mouvement latéral des fondations du pont en provoquant les effondrements des tabliers et le déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d'Isser à Boumerdes (figure 1.3 a).

Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres c'est un phénomène courant. Des preuves de liquéfaction ont été observées dans les abords de l'Oued Isser (Boumerdes, 2003). Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures parallèles au cours d'eau (figure 1.3 b). Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres.

### 1.3 Comportement des sols Granulaires

#### 1.3.1 Comportement des sols granulaires sous chargement monotone

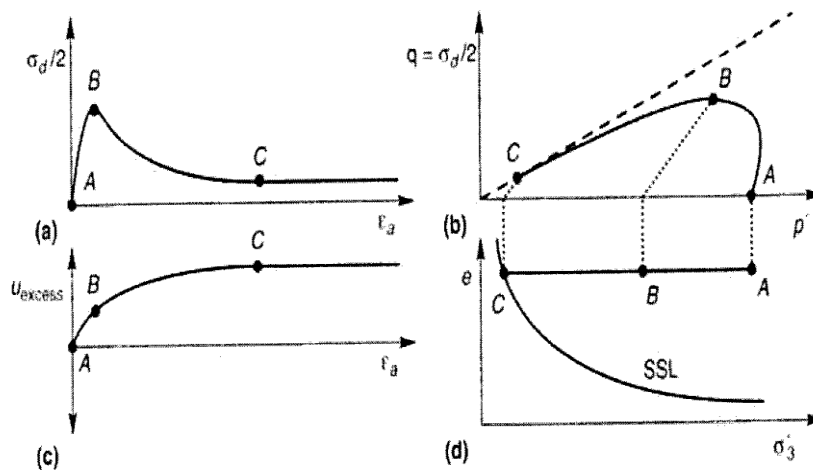
La Figure 1.4 explique le phénomène de la liquéfaction sous chargement statique proposée par Kramer (1996). Elle représente le comportement d'un sol lors d'un essai à chargement triaxial déviatorique sur un sable lâche saturé, dans les conditions non drainées.

La variable  $q$  représente le déviateur de contrainte avec  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_d}{2}$  et la variable  $p'$  représente la contrainte effective moyenne  $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ .

Lors du chargement axial, les pressions interstitielles augmentent en raison du comportement contractant des sols lâches (Figure 1.4). La contrainte déviatorique augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale (point B de la Figure 1.1).

À ce moment, les surpressions interstitielles ( $\Delta u$  ou  $U_{\text{excess}}$  de la Figure 1.4 c) sont relativement faibles, tout comme la déformation axiale ( $\epsilon_a$ ). Par contre, le sol devient alors instable et la déformation axiale peut augmenter rapidement suite à un certain ramollissement (ou écrouissage négatif). La résistance diminue en passant du point B au point C. Une fois le point C est atteint, le sol est dans un état de déformation stationnaire (il a rejoint la courbe SSL comme l'indique la Figure 1.4 d). Les surpressions interstitielles ont atteint leur maximum et elles vont conserver cette valeur pour le reste de l'essai (Figure 1.4 c). Dans ce cas, on pourrait considérer que l'initiation de la liquéfaction s'est produite au point B. Alors et à ce moment, le sol est devenu instable et le déclenchement de la liquéfaction devient inévitable si le chargement sera maintenu.

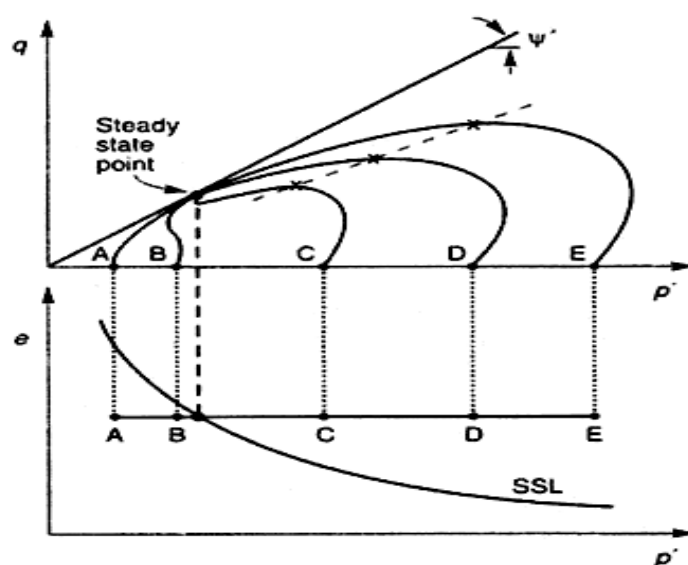
En conservant le même indice de densité  $I_D$  (ou indice des vides  $e$ ) et en faisant varier la pression de confinement sur des sols identiques, il est possible d'observer des différents cheminements de contraintes en conditions non drainées pour les essais sous chargement quasi statique. Comme l'indice des vides est le même pour tous les essais, tous les cheminements se rejoignent lorsqu'ils atteignent le même point sur la ligne d'état stationnaire.



**Figure 1.4** Résultats typiques d'un essai triaxial à déformation contrôlée sur un sable lâche saturé, en condition non drainée : a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale; b) cheminement des contraintes effectives dans le plan  $q-p'$ ; c) Surpression interstitielle ( $\Delta u = U_{\text{excess}}$ ) en fonction de la déformation axiale; d) Indice des vides en fonction de la contrainte effective de confinement (Source : Kramer, 1996).

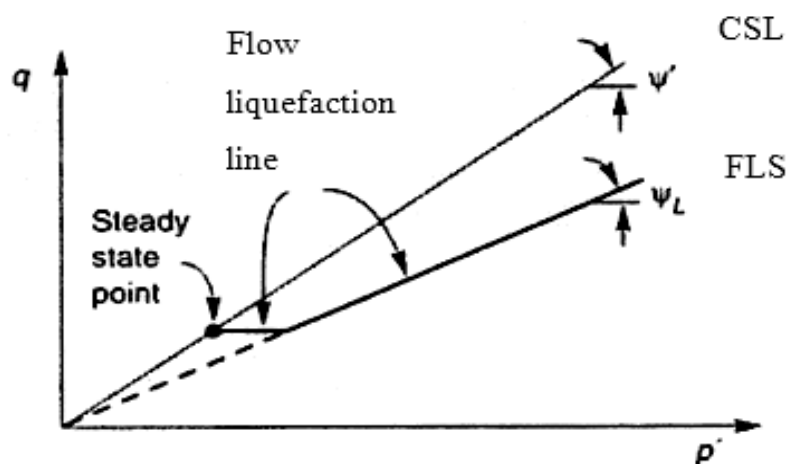
La Figure 1.5 montre les divers cheminements de contraintes, pour les sols contractants et dilatants. Dans cet exemple, les échantillons d'un sol dense A et B (comportement dilatant) ne peuvent pas subir la liquéfaction sous les charges statiques, parce qu'ils se trouvent sous la ligne d'état stationnaire (SSL).

Dans le cas des sols lâches (comportement contractant), ce type d'essai permet de définir la zone où l'initiation de la liquéfaction est atteinte. Cette zone est identifiée par la ligne en pointillée de la Figure 1.5.



**Figure 1.5** Cheminements des contraintes pour cinq échantillons isotropiquement consolidés soumis à des pressions de confinements différentes, mais ayant le même indice de densité initial en conditions non drainées (à volume constant) et sous chargement quasi statique (source : Kramer, 1996).

Quand les sols lâches sont soumis à des chargements statiques, l'initiation de la liquéfaction suit une droite tronquée à la base et ayant une pente  $\psi_L$  (Figure 1.6). Pour qu'un sable lâche soumis à une contrainte statique atteigne un état de liquéfaction, le cheminement des contraintes doit croiser la ligne d'initiation de la liquéfaction appelée FLS (Flow Liquefaction Surface) dont l'illustration est sur la Figure 1.6. En d'autres termes, tant que le cheminement des contraintes demeure sous la ligne d'initiation de la liquéfaction (de pente  $\psi_L$ ), le sol est stable. Lorsqu'il franchit cette ligne, il devient instable et la liquéfaction est imminente. Dans tous les cas, les contraintes ne peuvent excéder la ligne d'état critique (CSL), tracée entre l'origine et le point d'état stationnaire (Steady State Point). Cette droite de pente  $\psi'$  représente l'état limite des contraintes qui conduit à la rupture du sol.



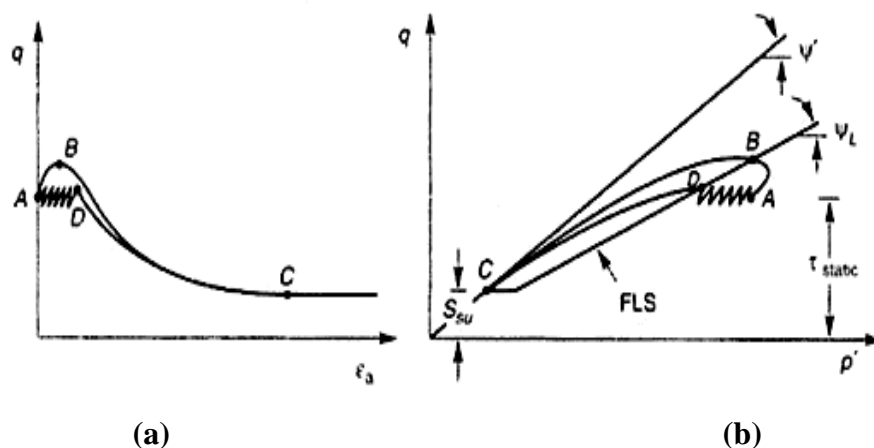
**Figure 1.6** Lignes correspondantes à la surface d'initiation de liquéfaction FLS et à l'état critique CSL (Source : Kramer, 1996).

### 1.3.2 Comportement des sols granulaires sous chargement cyclique:

La Figure 1.7 montre le comportement schématisé de deux échantillons identiques formés d'un sable lâche saturé, consolidé anisotropiquement (point A) et chargé dans des conditions non drainées (essais triaxiaux CAU). Un des échantillons est soumis à un chargement statique (points A-B-C) et l'autre à un chargement cyclique (points A-D-C). La Figure 1.7a montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation et la Figure 1.7b montre les cheminements des contraintes effectives pour les deux types de chargement. La Figure 1.7b montre aussi la ligne d'initiation de la liquéfaction (FLS) qui représente la limite entre un sol stable et instable lorsque celui-ci est soumis à un chargement statique. Il n'a toutefois pas été démontré que la liquéfaction survient exactement sur la ligne FLS lorsque le sol est soumis à un chargement cyclique (Kramer, 1996).

À la Figure 1.7, le sol est soumis à un déviateur de contrainte statique ( $\tau_{\text{static}} = q$  au point A) avant le début du chargement sous une déformation contrôlée. La valeur de  $S_{\text{su}}$  représente la résistance du sol à l'état stationnaire.

Le chargement statique est associé à l'addition du déviateur de contrainte à la contrainte statique initiale (passant du point A au point B). Le chargement dynamique présente ici une alternance de chargements-déchargements (passant du point A au point D). Dans ce dernier cas, les pressions interstitielles se développent sous l'effet des oscillations jusqu'à ce que les contraintes atteignent la ligne FLS (point D).



**Figure 1.7** Initiation à la liquéfaction sous chargement statique et cyclique a) Courbes contrainte-déformation b) Cheminement des contraintes (Source : Kramer, 1996).

Une fois cette ligne est atteinte, la liquéfaction est initiée et des déformations majeures peuvent se produire sans l'ajout supplémentaire d'un chargement.

Si le chargement cyclique continu après que le sol ait atteint FLS, des surpressions interstitielles additionnelles peuvent se développer jusqu'à ce que les contraintes effectives deviennent pratiquement nulles. Lors d'un chargement cyclique (Figure 1.7.a), les contraintes oscillent jusqu'à atteindre un point critique (D) à une valeur de ( $q$ ) inférieure à celle atteinte par le chargement statique ( $q_D < q_B$ ).

### 1.3.3 Principaux concepts rhéologiques des matériaux granulaires

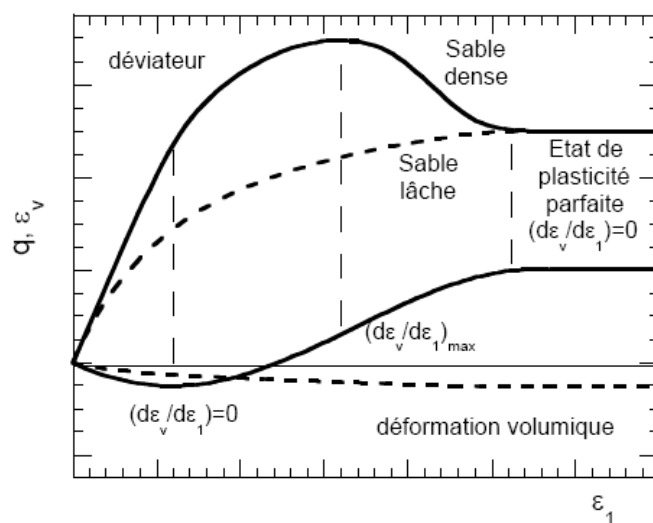
#### 1.3.3.1 Contractance et dilatance

Deux types de comportement peuvent être identifiés lors d'un essai triaxial (Figure 1.8) : un comportement contractant et un comportement dilatant. Ces deux notions sont utilisées fréquemment dans la mécanique des sols pour caractériser le comportement du sol lié directement à la structure granulaire des éprouvettes.

- Le comportement contractant l'état lâche, est caractérisé par l'augmentation de la pression interstitielle dans le cas d'un essai non drainé, et par une diminution de volume du matériau dans le cas drainé. À l'échelle microscopique cela est probablement dû à l'enchevêtrement, les glissements et les roulements des grains provoqués par les forces inter-granulaires qui deviennent convenablement grandes.

- Contrairement au comportement contractant, le comportement dilatant l'état dense se traduit par une diminution de la pression interstitielle et une augmentation du volume du sol, il est dû au désenchevêtrement et au foisonnement de l'empilement de la structure granulaire. Ce comportement est plus prononcé si le matériau est initialement dense et la pression de confinement faible.

On note, que durant un essai triaxial non drainé, on parle d'un comportement à caractère contractant et à caractère dilatant.



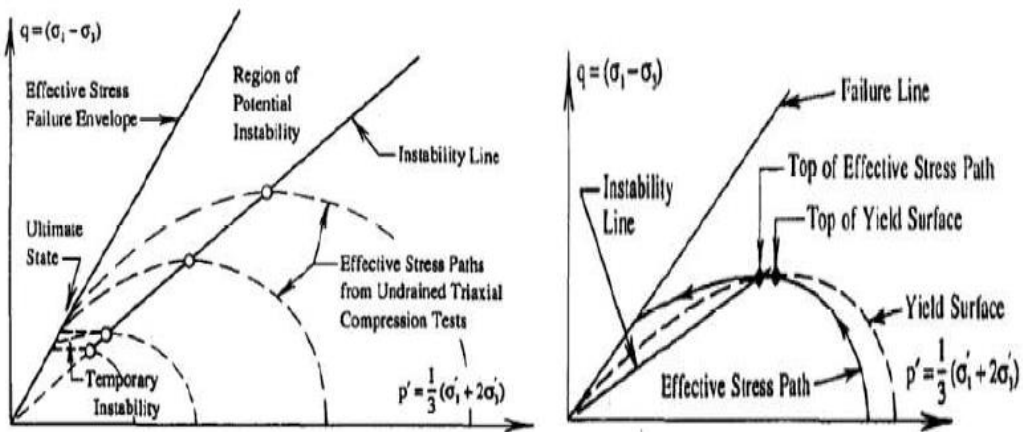
**Figure 1.8** Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano. 2001).

### 1.3.3.2 Ligne d'instabilité

Dans certaines conditions, les matériaux granulaires peuvent perdre toute leur capacité de résistance et devenir instables à l'intérieur de la surface de rupture.

Se basant sur les travaux de Lade (1993, 1997, 2002) a défini théoriquement et expérimentalement une ligne d'instabilité dans le plan « q/p' ». L'auteur a prouvé que le postulat et le critère proposés par Drucker et de Hill ne sont pas des conditions nécessaires pour la stabilité. Cette ligne d'instabilité est formée par la droite joignant les pics de la contrainte déviatorique « q » qui correspond au sommet des surfaces de charge, passant par l'origine du plan « q-p' ». Dans la région au-dessus de cette ligne le sol se déforme plastiquement (Figure 1.9), cette droite d'instabilité n'est pas intrinsèque du sol, elle n'est pas unique, la position de cette ligne varie en fonction de la densité initiale du matériau (Benahmed, 2001).

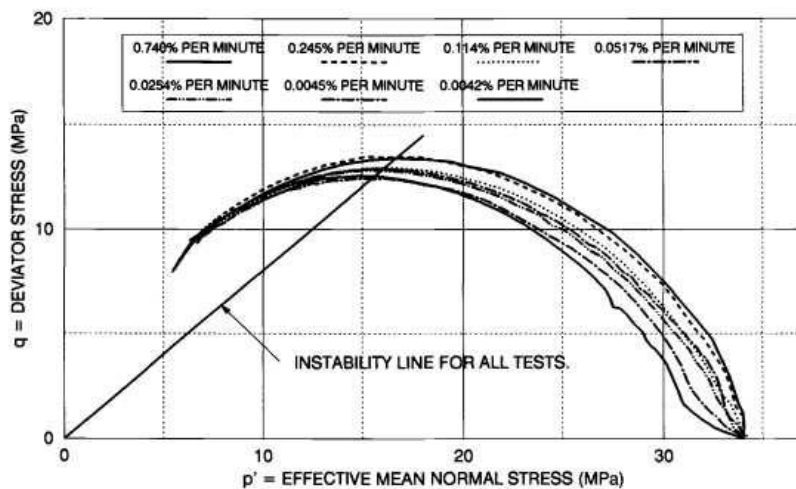
La ligne d'instabilité est définie à partir des conditions de chargement, et la zone d'instabilité est définie à partir des conditions de drainage. Ceci explique pourquoi les instabilités peuvent se manifester dans les conditions drainées aussi bien que non drainées sous un chemin de contrainte (Chu et al. 2003). Le domaine entre la ligne de l'état critique où le seuil de plasticité est atteint (la ligne de rupture) et la ligne d'instabilité présente une région potentiellement instable sous certaines conditions.



**Figure 1.9** Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan  $q-p'$  (Lade. 1997).

La figure 1.10 illustre les résultats des essais triaxiaux non drainés du sable Cambria sous des contraintes de confinement de 34 MPa réalisés par Yamamuro et Lade (1997). Les essais se sont déroulés à des vitesses constantes comprises entre 0.0042 %/mn et 0.74 %/mn.

Les auteurs ont remarqué que la vitesse de déformation n'a pas d'influence sur la position de la ligne d'instabilité.



**Figure 1.10** Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan  $q - p'$  (Lade. 1997).

### 1.3.3.3 Etat caractéristique

Etat caractéristique, appelé aussi la transformation de phase ou changement de phase. Ces termes correspondent au passage de la contractance à la dilatance (Luong, 1978). Il représente le seuil de l'enchevêtrement des grains du matériau, et on lui associe un angle de frottement caractéristique  $\varphi_c$ .



- en compression  $\varphi_c = \arcsin \frac{3\eta_c}{6 + \eta_c}$
- en extension  $\varphi_c = \arcsin \frac{3\eta_c}{6 - \eta_c}$

$\eta_c$  : représente le rapport des contraintes  $q/p'$  correspondant à l'état caractéristique.

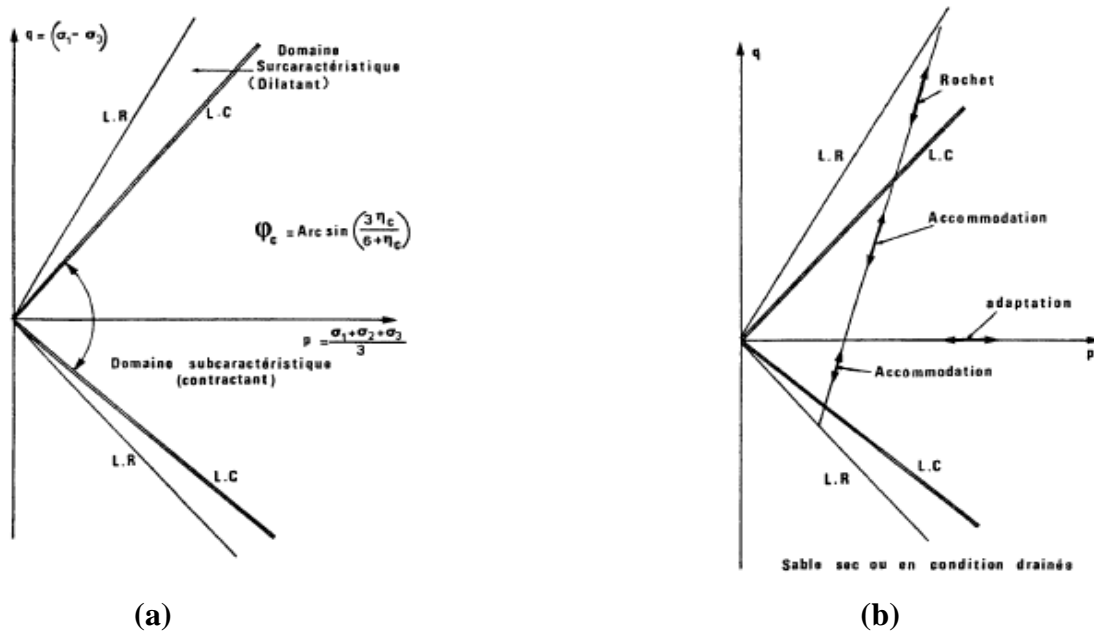
Dans le cas drainé, en termes de déformations volumiques, l'état caractéristique est indiqué par un taux de variation de volume nul. Le comportement global du matériau correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer de surpressions interstitielles, générant ainsi des variations de volume généralement non nulles du matériau.

Le comportement devient très rapidement dilatant, après une phase initiale de contractance juste au moment où il atteint l'état caractéristique.

Dans le cas non drainé, l'état caractéristique est défini par la droite passant par l'origine du plan «q-p'» et au point anguleux correspondant à l'inversion de la pression moyenne effective. Deux domaines sont identifiés (Fig.1.11):

- Un domaine subcaractéristique : le sol montre une tendance à la contractance avec un taux positif
- Un domaine surcaractéristique : le sol à un caractère dilatant avec un taux négatif.

Le passage entre ces deux domaines est assimilé par une annulation du taux de génération de surpression interstitielle.



**Figure 1.11** Etat caractéristique (d'après Luong, 1980).  
 (a) comportement monotone ; (b) comportement cyclique.

### 1.3.3.4. Etat critique

Casagrande (1936) (cité par Wood, 2007) a été le premier à avoir proposé la notion des vides critiques, en réalisant des essais drainés de cisaillement sur le sable à la boîte de cisaillement. Casagrande a observé une différence de comportement entre un sable dense et un sable lâche. Le sable dense présente un comportement contractant au début du cisaillement puis devient dilatant, ainsi le volume de l'échantillon augmente et la densité relative diminue.

Au contraire, dans le cas d'un sable lâche, le comportement reste contractant jusqu'à la fin de l'essai, alors que le volume diminue et que la densité relative augmente. A des grandes déformations les deux sols arrivent à la même densité.

Les travaux de l'université de Cambridge (Roscoe et al. 1958) ont permis d'enrichir la notion d'indice des vides critiques proposée par Casagrande, en développant la notion de l'état critique. Le matériau se déforme d'une façon continue à volume constant avec stabilisation progressive vers la même résistance ultime correspondant à l'état de plasticité parfaite où le seuil de plasticité est atteint, appelé, l'état critique (Fig. 1.12).

- $q = M p'$  -en compression:  $M = \frac{6 \sin \phi}{3 + \sin \phi}$
- en extension :  $M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi}$

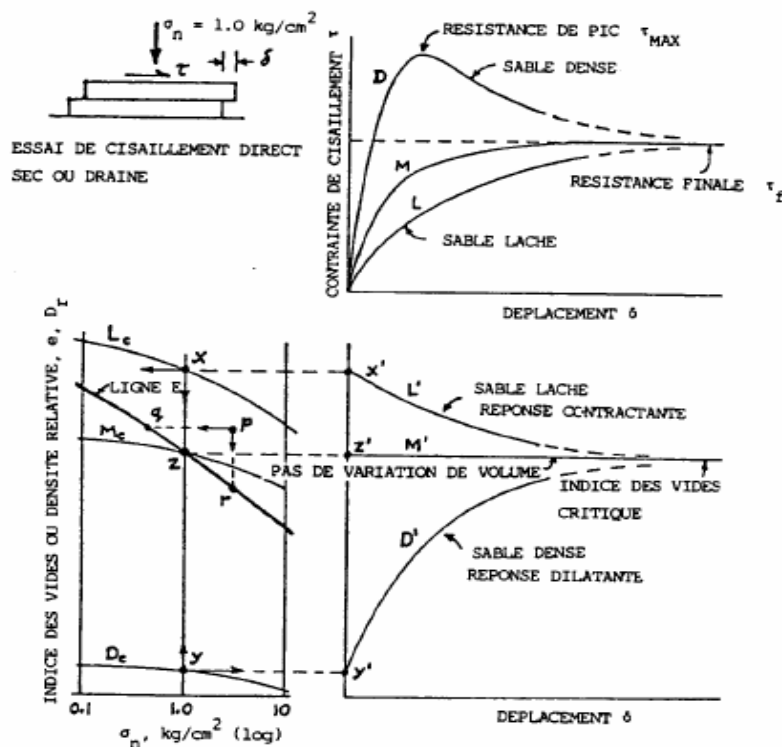


Figure 1.12 Notion d'indice des vides critique (d'après Casagrande, 1975).

#### **1.4 Paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction :**

La résistance au cisaillement monotone et cyclique non drainée, c'est à dire la résistance à la liquéfaction d'un échantillon, dépend principalement de plusieurs paramètres. Parmi les principaux paramètres on peut citer, l'état de contrainte initial, l'histoire des contraintes et des déformations, le degré de saturation, confinement granulométrie, présence des fines, etc....

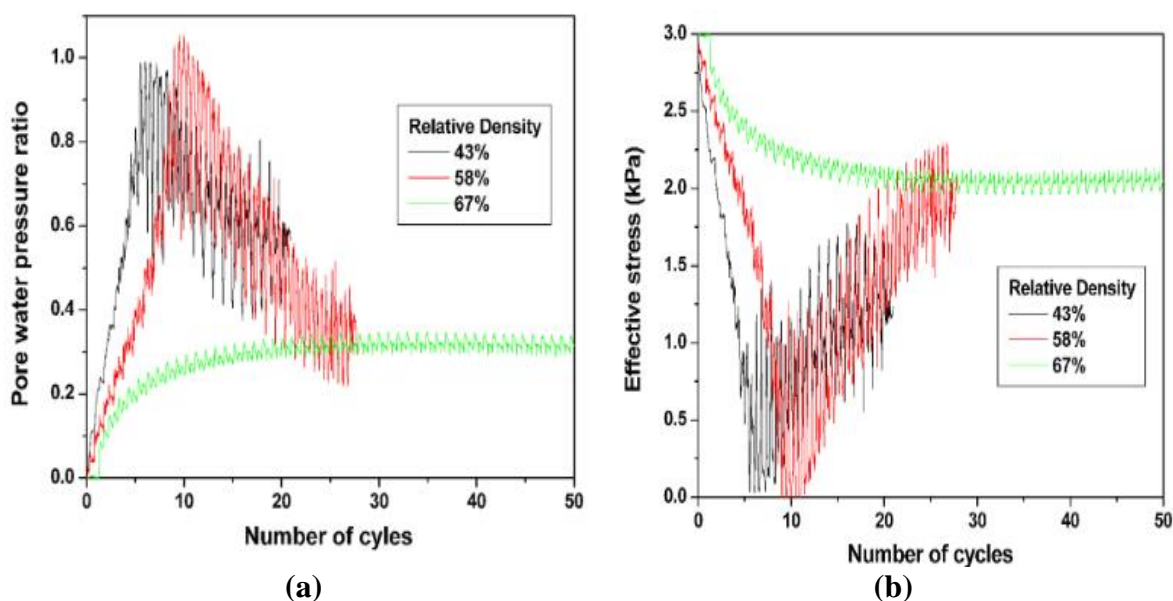
##### **1.4.1 Densité relative**

La densité relative ou aussi l'indice des vides joue un rôle primordial dans le comportement des sols et un effet important sur l'initiation de l'instabilité. Park et al, (2013) ont fait une étude expérimentale sur l'effet de la densité relative (de 0 à 100%) c-à-d de l'état très lâche à l'état très dense sur la résistance au cisaillement d'un sable en utilisant 03 trois types d'appareil : essai triaxial, cisaillement par la boîte et déformation plane. Ils ont utilisé plusieurs états de densité relative : très lâche ( $I_d < 15\%$ ), lâche ( $I_d = 15-35\%$ ), moyennement dense ( $I_d = 35-65\%$ ), dense ( $I_d = 65-85\%$ ), très dense ( $I_d = 85-100\%$ ). Tous les spécimens ont été consolidés par la même contrainte de confinement (100Kpa). Les résultats montrent que pour les trois types d'essai qu'à l'état très lâche à lâche la contrainte déviatorique a des valeurs approchées est constante. A l'état moyennement dense à très dense la contrainte déviatorique montre en premier un pic puis réduit graduellement à une constante valeur. Il est a noté que le pic de la contrainte déviatorique se produit quand la déformation axial est réduit avec l'augmentation de densité relative de 3.1, 2.3 et 1.95% (respectivement pour moyennement, dense et très dense). Ils ont même démontré qu'à l'état dense le pic de la contrainte déviatorique augmente avec les 3 pressions de confinement (100, 150 et 200kPa) puis diminue graduellement

Varghese et Madhavi Latha (2014), ont fait leur étude sur une table vibrante pour étudier les trois facteurs qui influent sur la résistance à la liquéfaction des sables sont l'accélération, la fréquence et la densité du sol, ils ont trouvé que la densité du sable joue un rôle important dans la réponse à la liquéfaction. Les sols lâches liquéfient plus rapidement. Par contre les sables les plus denses ont besoin des charges cycliques plus élevées pour la liquéfaction (Figures 1.13 a et b).

De ce qui précède, il est évident que le sol ne peut pas être caractérisé simplement par sa densité ; un échantillon de sable lâche peut avoir un comportement dilatant ou complètement stable, et un sable dense peut être susceptible à la liquéfaction, et ceci en fonction de l'histoire

de préchargement, sans négliger le rôle important de la pression de confinement dans la modification du comportement.



**Figure 1. 13** Influence de la densité relative sur la liquéfaction (a) sur le rapport de la surpression interstitiel, (b) sur la contrainte effective. (Varghese et Madhavi Latha, 2014).

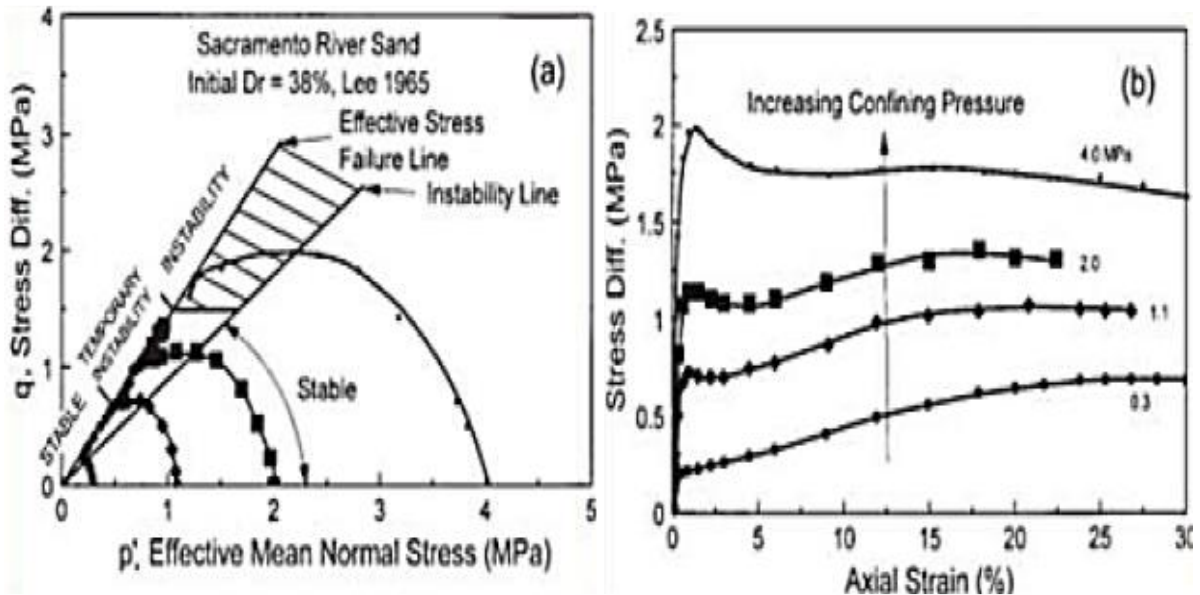
#### 1.4.2 Confinement

L'instabilité ou la liquéfaction résulte généralement du cisaillement non drainé d'un sol contractant, c'est le cas du sable dense sous haute pression de confinement ou du sable lâche sous haute ou basse pression de confinement. La variation de la pression de confinement peut alors modifier totalement le comportement du sol, d'où l'intérêt de l'étude des conséquences de cette variation.

Il est bien connu que l'augmentation de la pression de confinement a pour effet d'augmenter la tendance à la contraction volumique du sol. On aperçoit que l'instabilité temporaire révèle un comportement normal du sol qui devient plus contractant avec l'augmentation de la pression de confinement. Néanmoins, dans le cas de la liquéfaction temporaire, le sol devient plus dilatant et donc plus résistant à la liquéfaction avec l'augmentation de la pression de confinement.

L'explication de ce comportement inverse vient du fait que l'augmentation de la pression de confinement jusqu'à un certain niveau diminue la compressibilité du sable. Cette diminution de la compressibilité est associée à une densification significative et une rigidité plus importante du sol due à un meilleur contact entre les grains de sol, ce qui accroît la tendance à la dilatance.

Une autre raison expliquant ce comportement c'est que tout simplement à haute pression il y a plus de pression de confinement pour absorber la pression interstitielle générée avant que la liquéfaction statique n'ait lieu Yamamura et lade, (1997) (figure 1.14).

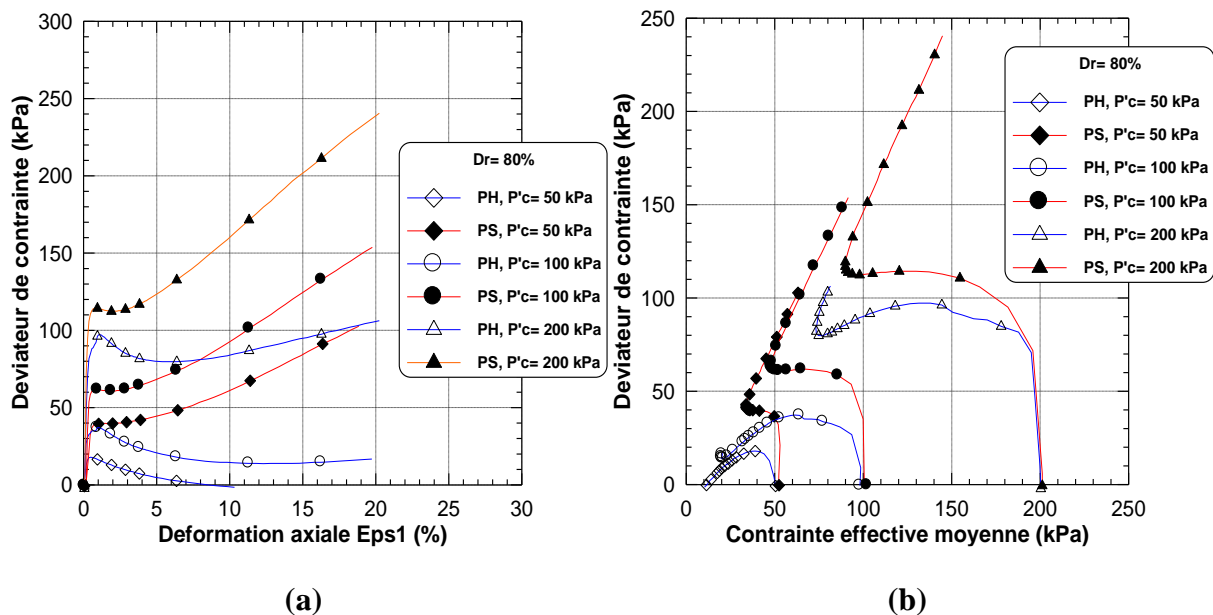


**Figure 1. 14** Influence de la contrainte de consolidation sur le comportement non drainé du sable (Yamamouro et Lade 1997).

Il est largement reconnu que le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leur état initial en termes d'indice des vides (ou d'indice de densité) et d'état de contraintes effectives. On ne fait cependant que rarement référence à la structure initiale du matériau, au sens de l'arrangement géométrique des grains dans l'empilement granulaire, résultant de tel ou tel mode de reconstitution ou de formation du matériau.

Della et al, (2011) Ils ont effectués des essais sur des échantillons de sable de chlef de densité relative initiale de 29% (lâche) et 80% (dense) et à des pressions de confinement de 50, 100 et 200 kPa selon deux méthodes de préparation : pluviation à sec (PS) et placement humide (PH) avec une teneur en eau de 3%. Tous les échantillons ont été soumis à un chargement monotone après consolidation. Les résultats expérimentaux montrent que le confinement et la densité initiale affectent d'une manière très significative la résistance à la liquéfaction du sol. En effet, cette dernière augmente avec la pression de confinement et la densité pour les deux méthodes utilisées (figure 1.15). Ce qui est conforme avec les résultats de Krim et al, (2012) ou il a ajouté que L'effet de l'augmentation de la pression de confinement tend à augmenter la dilatance dans le sol. Le déviateur de contrainte maximale et le pic de résistance augmente avec l'augmentation de la pression de confinement initiale. De nombreux études ont reporté

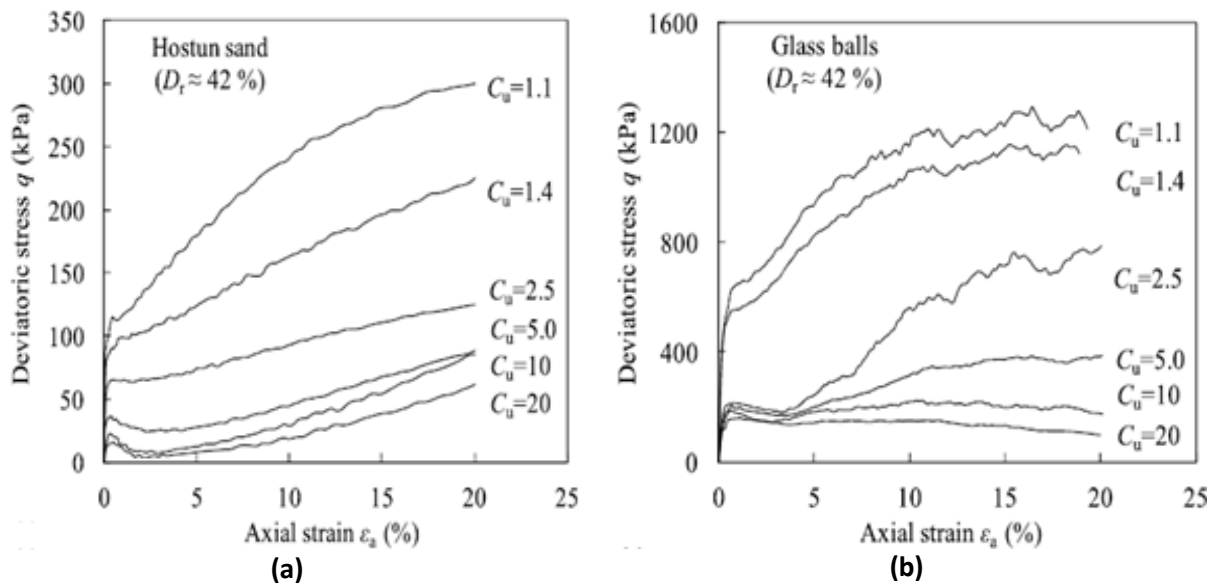
que le comportement des sables peut être considérablement influencé par l'état initial du sol. On conclut que la liquéfaction statique sur un sable silteux se produit à très basses pressions de confinements. L'étude au laboratoire de ce phénomène suggère une bonne compréhension des paramètres qui influent sur la résistance à la liquéfaction. L'influence des paramètres sur ce phénomène tel que la densité initiale (l'indice des vides initial). Yamamouro et Lade (1997) ; park et al, (2013) Ils ont également trouvé que cette influence diminue avec l'augmentation du contenu de fines, en particulier avec des densités plus faibles.



**Figure 1. 15** Essais non drainés sur sable dense : (a) courbe de cisaillement, (b) chemin de contrainte (Della et al., 2011).

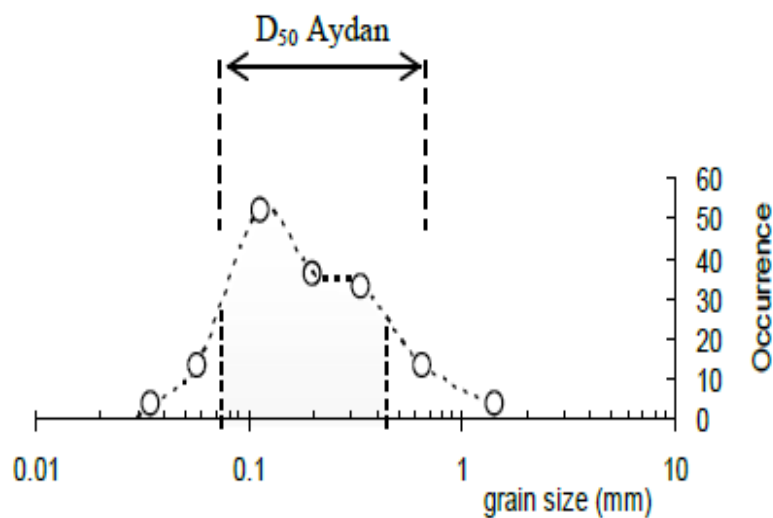
### 1.4.3 Granulométrie

Liu et al, (2014) ont étudié l'influence de l'étalement granulométrique sur le comportement non drainé des matériaux granulaires. Des séries d'essais triaxiaux non drainé ont été réalisés sur deux matériaux différents. Pour chaque matériau, des échantillons de différentes granulométries et de densités relatives similaires ont été préparés. Les résultats expérimentaux montrent que la résistance au cisaillement diminue lorsque le coefficient d'uniformité  $C_u = d_{60}/d_{10}$  augmente de 1,1 à 20. Les conditions d'instabilité pour les matériaux granulaires sélectionnés ont également été analysées, sur la base du signe du travail du second ordre au cours d'un chargement triaxial non drainé. Les résultats montrent une influence significative de l'étalement granulométrique: l'augmentation du coefficient d'uniformité accroît le potentiel de liquéfaction statique et les matériaux deviennent plus instables. Voir figure 1.16 a et b



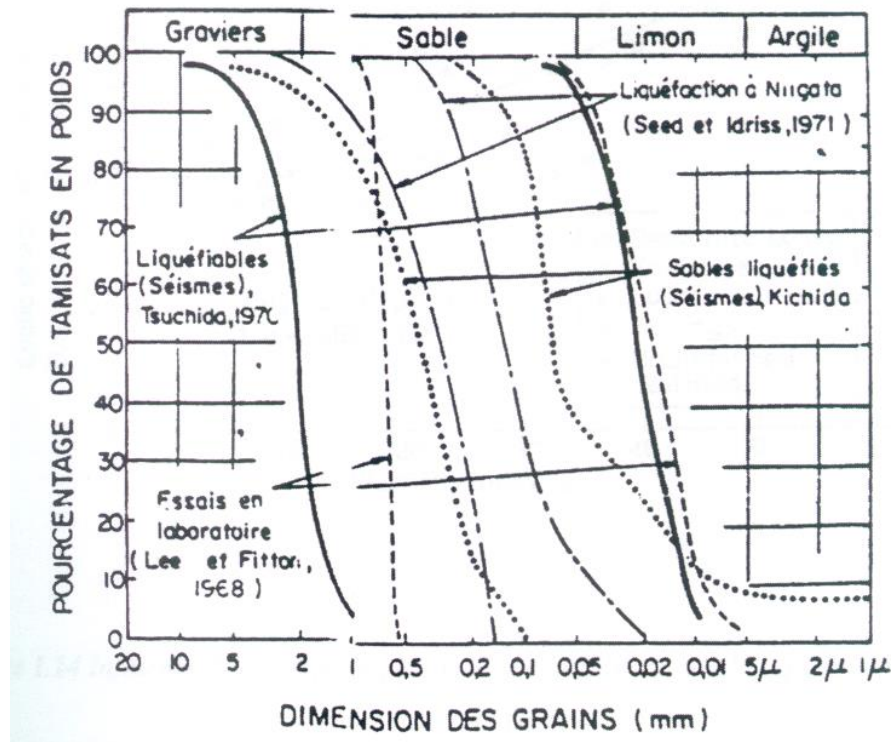
**Figure 1.16** Effet de  $C_u$  sur le Comportement non drainé du (a) sable « Hostun » (b) Glass balls Liu et al, (2014).

L'historique de la liquéfaction prouve que la liquéfaction du sol est associée au diamètre (taille) moyen des grains du sol  $D_{50}$ . Un graphique a été fait du pourcentage de production de liquéfaction par rapport à la taille moyenne des grains, comme le montre la figure 1.17. On peut voir que plus de 80% des cas de liquéfaction se sont produits dans des sols avec des grains moyens dans les limites proposées par Aydan et al. (2008). Ceci indique que la taille moyenne des grains du sol dans une certaine plage a un effet significatif sur le potentiel de liquéfaction.



**Figure 1.17** Effet de diamètre moyen des grains des sols  $D_{50}$  sur la liquéfaction (Aydan et al. 2008).

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 1.18 montre des exemples de ces courbes. On note que les graviers et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.



**Figure 1.18** Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984).

#### 1.4.4 Présence des fines

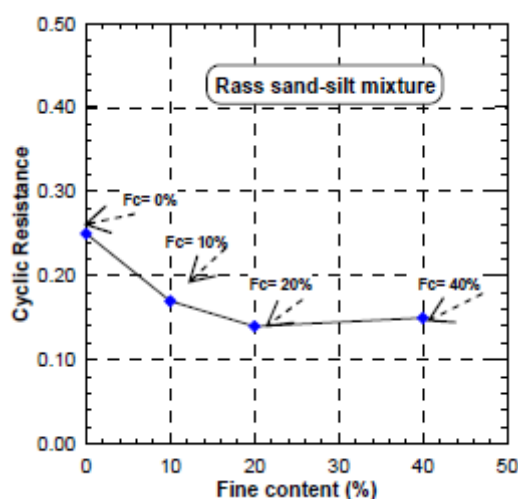
L'histoire montre que la plupart des sols liquéfiés in situ sont de nature alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines. Les études n'ont pas abouti à un consensus sur l'influence des fines sur le comportement des sols. En effet, certaines études ont reporté qu'une augmentation du pourcentage des fines conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction ; autres ont montré que cette augmentation réduit la résistance à la liquéfaction. D'autres études ont montré que l'augmentation de la fraction de fines initialement conduit à une diminution de la résistance à la liquéfaction jusqu'à un pourcentage limité, puis la résistance augmente. Enfin,



certaines des études récentes ont montré que la résistance à la liquéfaction est liée à l'indice de vides du sol qu'à leur teneur en fine.

L'influence des fines sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sables-fines a reçu une grande attention durant ces vingt dernières années. L'étude des fines a été réalisée en gardant la matrice sableuse telle qu'elle est à l'état propre et on examine son comportement pour des teneurs de fines allant de 0 à 15 % suivant le type de sable. Elle est menée par des essais triaxiaux non drainés cycliques pour une contrainte de confinement  $\sigma'_c$  de 100kPa et un indice de densité  $I_D$  de 0.50.

Les essais cycliques réalisés sur les sables de Chlef et de Rass, en gardant la matrice sableuse telle qu'elle est à l'état propre, a permis de comparer ces matériaux à l'état propre et à l'état naturel. La présence des fines peut avoir différents effets malgré sa teneur dans le sol. Elle peut augmenter la résistance à la liquéfaction du sol, la faire diminuer, ou bien la faire stabiliser quel que soit la valeur du taux de cisaillement cyclique. On pourra assister à une diminution de la résistance à une certaine fraction de fines, appelée valeur seuil, puis réaugmente avec l'augmentation de la teneur des fines. Pour cela, l'étude du comportement à la liquéfaction des sables par des essais cycliques est conseillée afin de tirer les informations nécessaires. L'influence des fines sur la résistance à la liquéfaction des sites sableux est d'une grande importance car elle amplifie la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente. Les résultats de cette étude peuvent être utilisés dans la classification des sols algériens et de déterminer le potentiel de liquéfaction des zones sismiques.

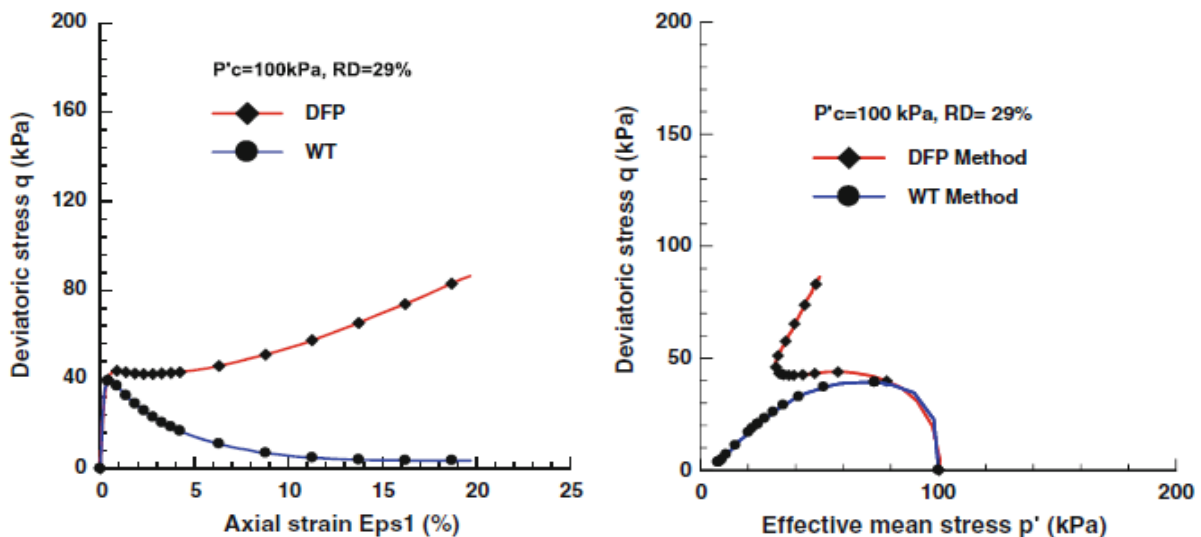


**Figure 1. 19** Effet de la teneur en fines sur la liquéfaction du mélange sable Rass-limon (Arab et belkhatir, 2012).

Arab et belkhatir, (2012) ont montré que le potentiel de liquéfaction du mélange de sable oued Rass (Chlef) et de limon SM diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 20%, puis une légère augmentation du potentiel de liquéfaction avec 40% de fines (figure 1.19).

#### 1.4.5 Mode de préparation des échantillons

Della et al. (2015, 2014) Ont montré que les échantillons préparé par la méthode de pluviation à sec (DFP) sont plus dense, ce qui montrent un comportement dilatant, tandis que les échantillons préparé par la méthode humide (WD) montrent un comportement contractant et atteint la liquéfaction totale (contrainte déviatorique tend vers zéro) (figure 1.20). Cela pourrait être dû au fait que la structure du sol s'est développée dans cette méthode a été relativement plus lâche que celle de la méthode DFP en raison de la plus forte pression interstitielle développée dans l'échantillon préparé. Cette différence dans le comportement noté entre les deux méthodes de déposition peut être expliqué par le fait que les molécules d'eau contenues dans les structures préparées par la méthode WD constituent certains macropores facilement compressibles au moment de cisaillement de l'échantillon et, au même temps, empêcher l'adhérence de grain-grain à partir de laquelle l'échantillon a une tendance de se contracter. Cette tendance accélère l'instabilité des échantillons qui montrent une très faible résistance et provoque même le phénomène de liquéfaction des sables pour un faible confinement, conduisant à l'effondrement de l'échantillon.

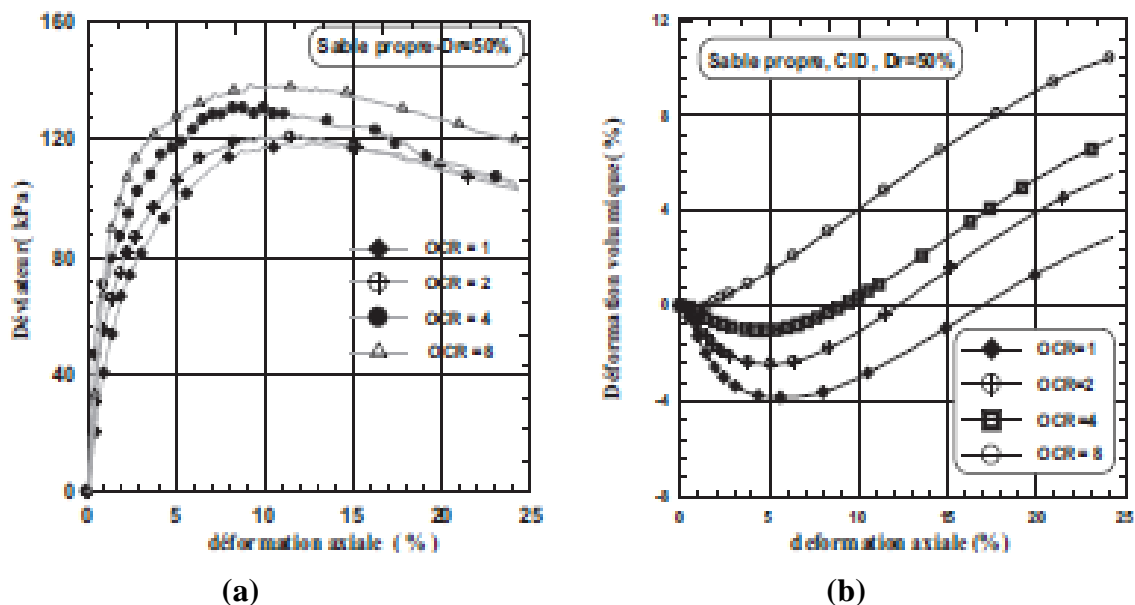


**Figure 1. 20** Effet de mode de préparation des échantillons sur la réponse non drainée (Della et al. 2014).

### 1.4.6 Surconsolidation

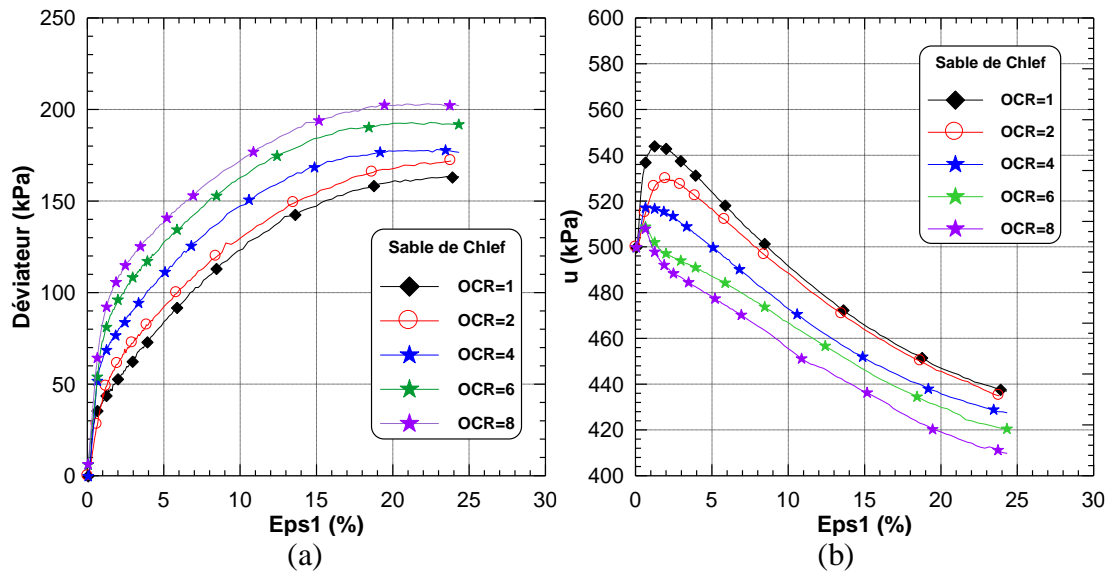
(Djafar Henni et al. , 2011) ont étudié effet du rapport de surconsolidation sur le comportement drainé et non drainé (sable de chlef) réalisés à différentes fractions de fines (0%-40%) avec une variation de rapport de surconsolidation de (1, 2, 4 et 8).

Ils notent que pour les essais drainés, la résistance au cisaillement caractérisée par le déviateur de contrainte augmente d'une manière très sensible avec l'augmentation du rapport de surconsolidation et accélère l'apparition de la dilatance. Ils constatent 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) (Fig.1.21a,).Les pics des déviateurs pour le sable propre varient entre 119 kPa (OCR=1) et 138.26 kPa (OCR = 8).



**Figure 1.21** : Réponse drainée du sable propre d'Oued Chlef ( $p'_c = 100$  kPa,  $e = 0.694$ )  
a-Déviateur –déformation axiale (%), b-Déformation volumétrique –déformation axiale (%)  
(Djafar Henni et al., 2011).

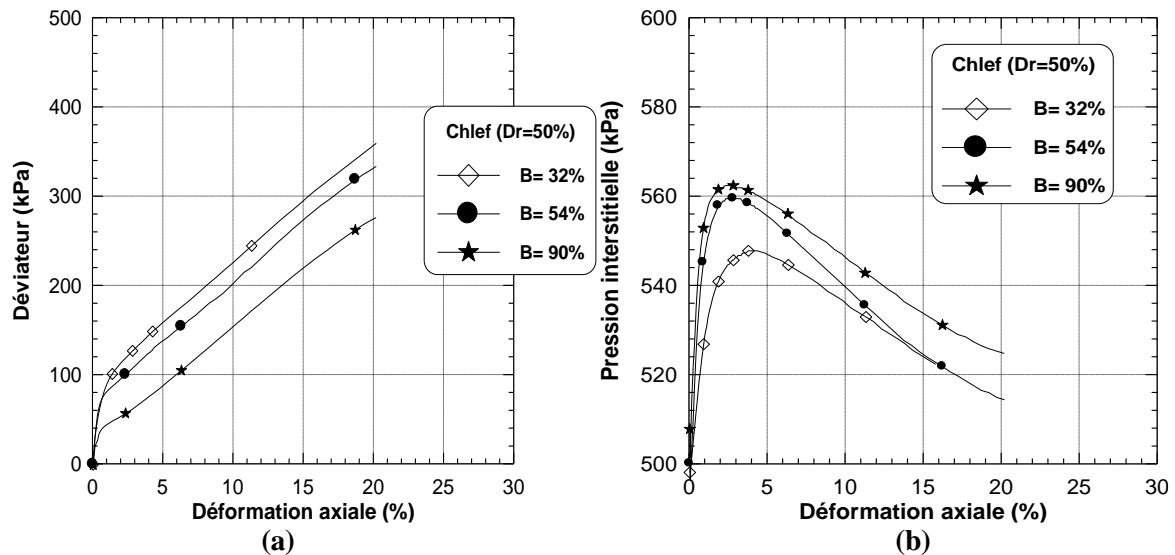
Les résultats des essais réalisés par **Della, (2010)** pour différentes valeurs de coefficient de rapport de surconsolidation OCR (entre 1 et 8) à une pression de confinement initial de 100 kPa. Montrent que l'augmentation du rapport de surconsolidation conduit à une augmentation de la résistance du déviateur (figure 1.22a) et par conséquent à une diminution de la pression d'eau (figure 1.22b). Cette chute de la pression d'eau rapide pour les grandes valeurs d'OCR résulte du rôle de la dissipation importante d'eau et la diminution de l'indice des vides lors de la phase de préconsolidation initiale observée lors des essais drainés. A noté aussi que la diminution du rapport de surconsolidation retarde et atténue l'apparition du pic de la pression interstitielle (correspondant au taux de variation de la pression interstitielle).



**Figure 1.22** Influence du rapport de surconsolidation sur la réponse non drainé du sable de Chlef : (a) Variation du déviateur, (b) Surpression interstitielle (Della, 2010).

### 1.4.7 Saturation

Della, (2010) a remarqué que l'augmentation de degré de saturation induit à une diminution de la résistance non drainée du sable de Chlef préparé à une densité relative ( $Dr=50\%$ ). En parallèle, cette diminution est accompagnée par une augmentation de la valeur de pression interstitielle au pic et une diminution de la contrainte moyenne effective (Figure 1.23).



**Figure 1.23** Influence du degré de saturation ( $S_r$ ) sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della, 2010).

Vernay et al. (2016) ont étudié l'influence du degré de saturation sur le comportement mécanique d'un sol soumis à des charges dynamiques. Des tests triaxiaux non drainés cycliques ont été réalisés sur des échantillons de sable, sous différents niveaux de saturation. Les premiers résultats confirment que lorsque le degré de saturation diminue, la résistance augmente. La succion positive initiale a tendance à rigidifier le sol. Il semble également que la présence d'air retarde l'apparition de la liquéfaction, mais ne l'empêche pas. En effet, la liquéfaction est observée, que le sol soit saturé ou non. Ils ont confirmé que le degré de saturation initial a une influence sur la résistance à la liquéfaction montrant que les sols insaturés peuvent se liquéfier.

### **1.4.8 Histoire de préchargement**

Les sols in situ subissent au cours du temps plusieurs types de sollicitations aléatoires dues aux mouvements de l'écorce terrestre (séisme, tremblement de terre...), et de successions de charge-décharge causées par des phénomènes naturels (érosion, sédimentation, pluie, neige, déneigement, changement du niveau de la nappe phréatique...) ou par des activités humaines (excavation, enlèvement de surcharge...), ce qui leur confère divers caractères tels que lâches ou denses, isotopes ou anisotropes, normalement consolidés ou surconsolidés... De tels préchargements ont certes une influence primordiale sur le comportement postérieur de ces sols. Dans la littérature, plusieurs études de la liquéfaction statique et cyclique ont révélé le rôle majeur que joue l'histoire de préchargement dans le changement du comportement des sols.

Arab et Belkhatir, (2012) ont analysé l'influence de préchargement sur le comportement monotone et cyclique du sable de Chlef, ils ont trouvé que le préchargement a une influence significative sur la résistance à la liquéfaction. En particulier cette résistance augmente dans la phase de contractance et diminue dans la phase de dilatance (figure 1.24).

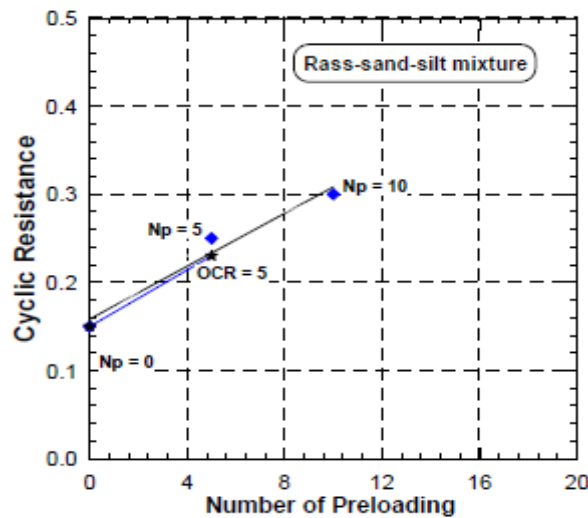


Figure 1.24 Evolution de la résistance à la liquéfaction en fonction des niveaux du préchargement (Arab et Belkhatir, 2012)

### 1.4.9 Conductivité hydraulique

Belkhatir et al. 2013 ont présentés des résultats des essais non drainés monotones avec mesure de la conductivité hydraulique des échantillons du mélange sable-fines saturés préparés à deux densités relatives ( $D_r=20$  et  $91\%$ ). Ils ont conclus que la teneur en fines a un effet considérable sur la diminution de la conductivité hydraulique et sur le pic de déviateur de contrainte. Cependant l'échantillon qui possède une grande perméabilité présente un pic de déviateur de contrainte plus élevé à celui de l'échantillon de faible perméabilité.

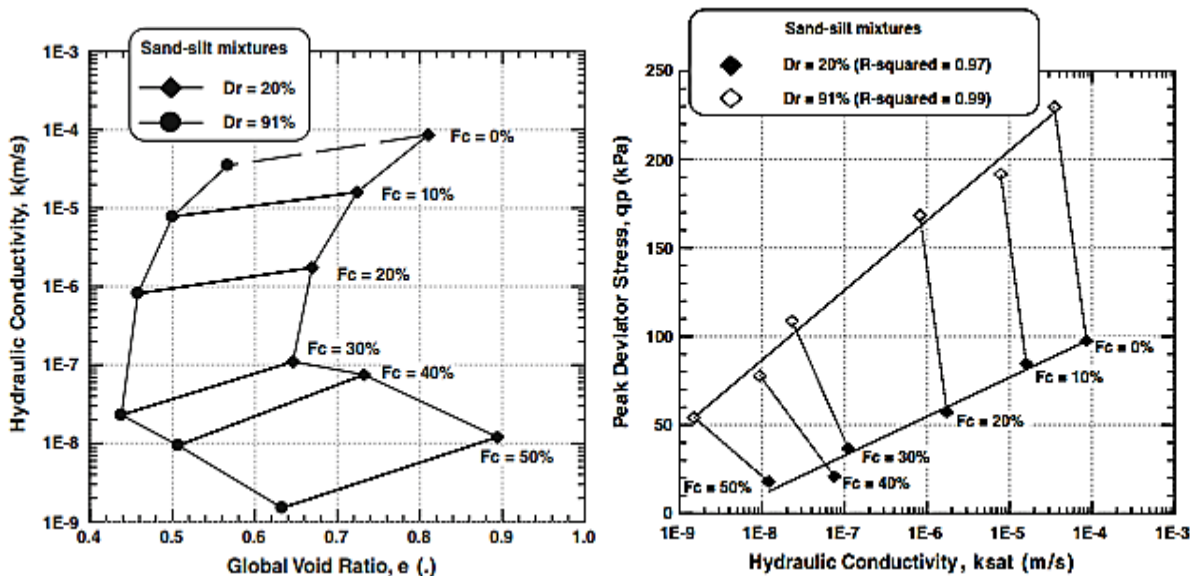


Figure 1.25 Influence des fines sur la conductivité hydraulique et leurs relations avec le pic monotone non drainé de déviateur de contrainte (Belkhatir et al. 2013).

### 1.4.10 Effet des agrégats

La réponse de contrainte-déformation du sable aux différents niveaux de contrainte dépend de l'état de sol (le compactage relatif du sable  $R_c$ , de la pression de confinement, et de la structure du sol) et d'autres facteurs relatifs tels que la particule forment, distribution de dimension particulaire, caractéristiques extérieures de particules, et minéralogie. Les facteurs liés à la constitution et à la nature générale des particules de sable désigné sous le nom des variables intrinsèques. Les exemples des variables intrinsèques sont le  $\phi_c$  d'angle de frottement à l'état critique, l'indice de vide  $e_{max}$  et  $e_{min}$  maximum et minimum, et les paramètres  $Q_b$  de dilatance et de l'angle de frottement au pic donné par  $R_b$  (Ojha et Trivedi, 2013).

Plusieurs recherches ont été concentrées sur l'étude de sable pure ou l'argile. Mais l'étude de Jafari et Shafiee, (2004) était faite sur un sol composite (kaolin gravier et kaolin sable) qui possède des propriétés entre la cohésion et le matériau granulaire et se trouve d'une façon étendu dans la nature. Ce matériau est utilisé dans le noyau des barrages en terre. Un programme d'essais élaboré a été conduit sur les mélanges kaolin-gravier et kaolin-sable pour étudier divers effets de l'agrégat sur le comportement mécanique non drainé des mélanges durant les chargements monotones et cycliques à déformations contrôlée. Les résultats des essais monotones ont révélé que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en agrégats. En même temps, lorsque la teneur en agrégats est augmentée, la pression interstitielle augmente pour les chargements monotones de même que cycliques. Ils ont trouvé également que la présence des agrégats dans la matrice cohérente conduit à la formation d'une matrice hétérogène dans la partie argileuse des argiles composites. A son tour, l'hétérogénéité produit une augmentation de la pression interstitielle avec l'augmentation de la teneur en agrégats durant les chargements tant monotoniques que cycliques.

### 1.5 Différentes techniques d'amélioration des sols granulaire

Dans le cadre de cette thèse, une description générale des différentes méthodes utilisées pour la l'amélioration des sols granulaires. Il est possible d'utiliser une seule méthode ou une combinaison de méthodes en fonction du profil du sol et des propriétés requises pour la construction site. Le renforcement de sol est une technique qui consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol (portance, cohésion), lorsque celui-ci est peu favorable à la construction. D'une manière générale, deux méthodes sont employées, les méthodes par densification et les méthodes par inclusions. Le renforcement par densification consiste à

modifier les propriétés mécaniques du sol considéré par des techniques de chargement (pré-chargement, consolidation par le vide), de compactage (vibro-flotation, compactage dynamique, compactage par explosifs) ou encore par des techniques d'injection de liant ou de matériau solide (chaux, résines ou coulis composés d'un mélange de sable et de ciment).

L'insertion d'inclusions dans le sol est une deuxième technique permettant son renforcement. Le sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance à la traction, voit ses caractéristiques mécaniques améliorées par l'ajout de ces inclusions. Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement : matériaux granulaires, des ancrages rigides ou encore des géosynthétiques...

### **1.5.1 Amélioration par densification/compactage**

#### **1.5.1.1 Compactage par explosif**

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 tend en comprimant le sol; ainsi produite, l'onde de choc génère dans le sol des contraintes de cisaillement alternées. En dépassant la résistance de frottement entre les 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.

Le compactage par explosif ou la densification se produit après qu'une charge soit explosée au-dessous de la surface du sol. L'explosion induit la liquéfaction dans le sol, qui peut le recompresser et devient une structure plus dense et plus stable sous les pressions induites par les vibrations et par gravité. Le compactage par explosif est efficace lorsque la profondeur est illimitée et plus adapté pour les sables propres et les sables silteux avec des densités relatives initiales de moins de 50 à 60 pour cent. L'amélioration de post-densification de la résistance et la rigidité est habituellement dépend du temps et peut y avoir plusieurs semaines pour se développer.

#### **1.5.1.2 Compactage par vibroflotation**

Ce procédé est utilisé pour les sites à proximités 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

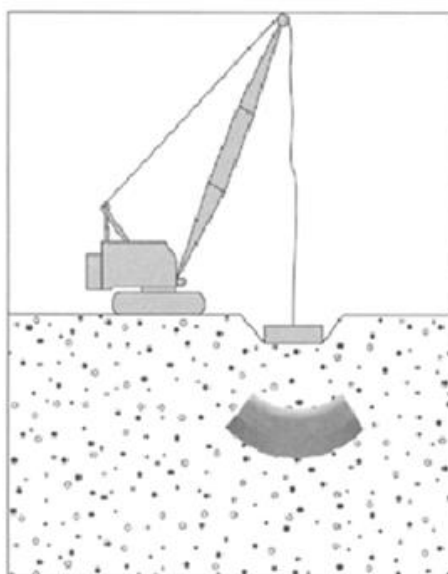


l'extrémité inférieure du tube. Il facilite la pénétration de ce dernier dans le sol en faiblissant les propriétés du sol attaqué. Lors de sa remontée, celui-ci est mis en vibration. Elles génèrent des contraintes de cisaillement alternées qui vont provoquer par la suite induire des mouvement relatifs 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.

Cette méthode est utilisée pour compacter les sables lâche propre qui sont en dépôt sont au-dessus ou sous le niveau de la nappe phréatique. La sonde cylindrique qui comprend un excentrique le poids tourne autour de l'axe vertical et transfère la vibration horizontale à la sonde. Les particules de sable se déplacent et se densifient dans une zone cylindrique lorsque la sonde vibrante s'abaisse sous son propre poids L'unité comprend des ouvertures en bas et en haut pour des jets d'eau et l'unité vibrante sont fixés au tuyau de suivi. La méthode est appliquée pour former des colonnes de sable densifiées (Terzaghi et al. 1996).

### **1.5.1.3 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. Même que Pour les sols lâche, saturée, moins cohésif, l'impact du poids sur le sol liquéfie et que les particules sont réarrangées dans une configuration plus dense et plus stable. La méthode de compactage dynamique est montrée dans la figure 1.26. Le Compactage Dynamique est applicable dans tous les types de sol à comportement granulaire. Il s'applique particulièrement bien aux remblais hétérogènes inertes ainsi qu'aux terrains rapportés de composition variable, y compris lorsqu'ils contiennent des blocs. Le Compactage Dynamique peut s'appliquer aussi bien à des sols non saturés qu'à des sols situés sous la nappe phréatique.



**Figure 1.26** Compactage dynamique (Gunaratme,2006).

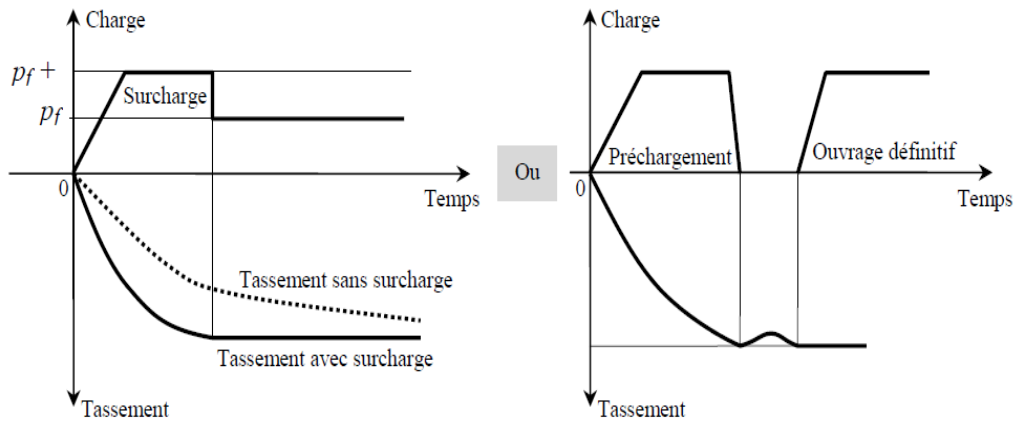
### 1.5.2 Amélioration des sols par pré-chargement

Les sols compressibles tels que les argiles molles, les limons en vrac et la plupart des sols organiques sont consolidée par la méthode de pré-compression, également appelée méthode de pré-chargement. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des terrains de mauvaise qualité de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré-chargement des sols fins et argileux s'opère selon les mêmes principes que dans le cas des sols grenus, à la différence que la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs.

Le principe de cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive ( $p_f$ ) augmentée éventuellement d'une surcharge ( $P_s$ ) qui assure tout ou partie des effets suivants :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants.
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui permet une construction par étapes, voir (Figure 1.27).

Le facteur de sécurité contre la rupture non drainées pendant l'application de pré-compression est obtenue en déterminant l'ampleur et le taux adéquats pour le pré-chargement (Terzaghi et al., 1996).

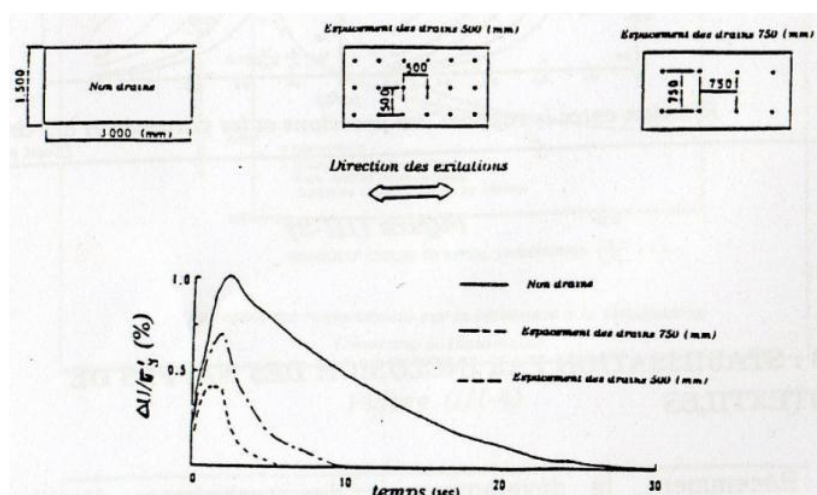


**Figure 1.27** : Principe de pré-chargement sur le contrôle des tassements (Liausu et al. 1995)

### 1.5.3 Amélioration des sols par drainage

Largement appliquée dans les sols liquéfiables saturés, la technique de drainage permet d'améliorer la perméabilité des sols et assurer la bonne circulation de l'eau. Sur le principe ce système consiste à enfoncer verticalement dans un site un drain préfabriqué généralement composé de particules et de matériaux grossiers. Les drains réalisés servent à expulser l'eau accumulée gravitairement.

La méthode consiste à placer des drains verticaux dans la couche sujette à la liquéfaction. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre de ces drains seront déterminés de façon qu'ils puissent être capables à dissiper la surpression dans les limites du temps de passage du séisme. Généralement on utilise comme matériau de drainage le gravier, mais actuellement il est de plus remplacé par des grilles recouvertes par des géotextiles. La figure 1.28 montre les résultats obtenus sur table vibrante par Watari et Fujiwara (1977). On note que pour un pouvoir drainant identique des drains et pour un même temps d'excitation, l'évolution maximale de la surpression interstitielle diminue avec le rapprochement des drains. Le développement de la pression interstitielle dépendait du nombre et de l'espacement des drains.



**Figure 1.28** Influence de drainage sur la variation de la pression interstitielle Watari et Fujiwara (1977)

Les drains de gravier sont un type de colonne en pierre proposé pour être utilisé dans les sols liquéfiables d'atténuer le risque de liquéfaction par la dissipation des pressions excessives d'eau interstitielle produites pendant les tremblements de terre.

(Seed et Booker, 1977) premières méthodes de conception proposée pour que les drains de gravier empêchent la liquéfaction des sables. Ils ont supposé que le drainage se produirait radialement vers le centre de la colonne si la perméabilité de drain était au moins 200 fois la perméabilité du sol naturelle et que la résistance de drain pourrait être négligée.

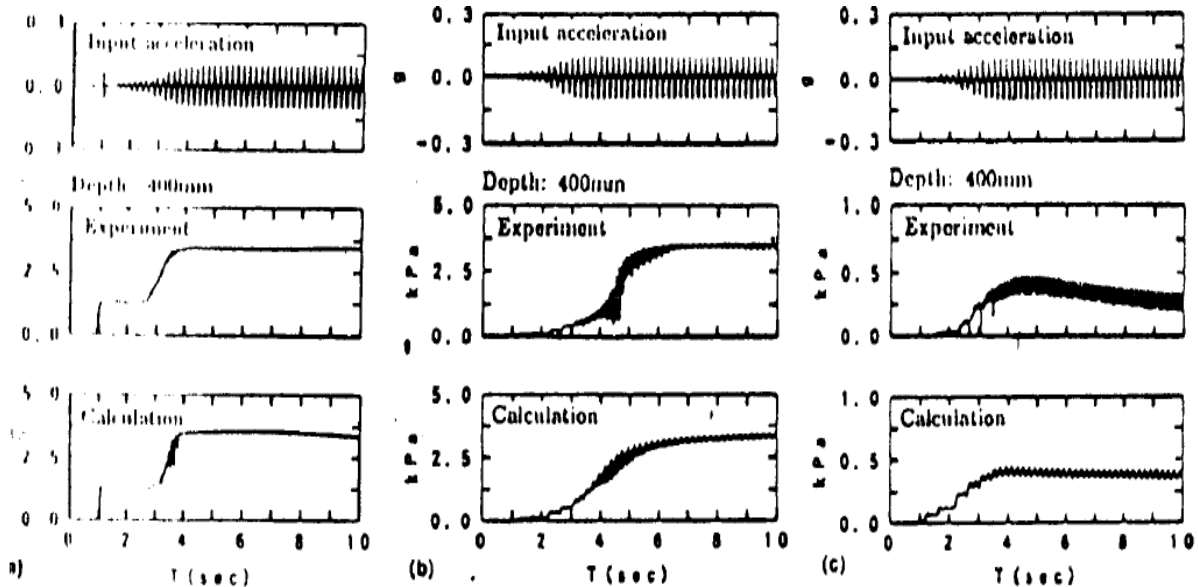
On note que les colonnes de drain de gravier utilisé autour de la zone peuvent être bénéficiées en arrêtant la pression interstitielle excessive de sol liquéfié adjacent.

### 1.5.4 Amélioration des sols par inclusion

#### 1.5.4.1 Inclusion de micro-pieux de sable compacté (SCP)

Le principe de cette méthode consiste à placer dans un échantillon de sable des micro-pieux en sable compacté (Sand Piles Compaction) (Akiyoshi et al, 1993). Actuellement, elle est très utilisée dans de nombreux projet de construction. Cette méthode est appelée à augmenter la résistance à la liquéfaction des dépôts de sables très lâches par augmentation de leur densité et amélioration du squelette du sable. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre des micro-pieux (SCP) seront déterminés de façon à dissiper la surpression interstitielle lors de passage d'un séisme. La figure 1.29 illustre l'évolution de la pression interstitielle et l'accélération en fonction du temps. On remarque pour l'échantillon seul (figure 1.29a) la surpression interstitielle a atteint sa valeur maximale après quatre minutes d'excitation, tandis

que pour les échantillons renforcés par les SCP et fabriqué par une force de compaction de 62 N (figure 1.29b) le temps de liquéfaction est plus lent par rapport au premier cas; de plus, le modèle amélioré par SCP et dont la force de compaction est de 98N (figure 1.29c) résiste complètement à la liquéfaction. Cette expérience a montré que la résistance à la liquéfaction est fortement liée à la force de compaction durant la fabrication des SCP.



**Figure 1.29** Evolution de la pression interstitielle et de l'accélération en fonction du temps (Akiyoshi et al. 1993).

La pile compactée densifie le sol par deux mécanismes : (1) déplacement d'un volume de sol égal au volume de pile et (2) densification du sol dû aux vibrations induites par l'entraînement de pile. Pour la conception préliminaire en sable lâche, la directive suivante peut être employée. Pour augmenter la densité moyenne du sable lâche d'un indice de vide initial  $e_0$  à un indice de vide  $e$ , supposant que l'installation d'une pile de sable cause un compactage seulement dans une direction latérale.

#### 1.5.4.2 Amélioration de module de déformation d'un terrain par les colonnes ballastées

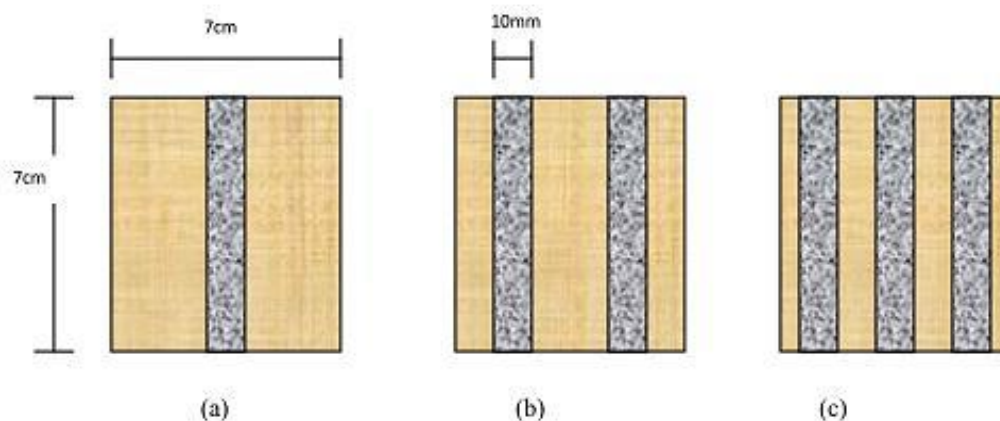
Cette méthode de renforcement par colonnes ballastées a connu un essor primordial en raison des avantages qu'elle garantit. D'une part, la rapidité de réalisation, et d'autre part leurs prix compétitifs par rapport aux autres techniques existantes. Cette méthode consiste à incorporer un matériau granulaire (ballast) dans le sol. Pour réaliser des colonnes, on peut recourir à plusieurs techniques et procédés d'exécutions sur le terrain. Les avantages de l'amélioration de sol par colonnes ballastées permettent: d'augmenter les caractéristiques mécaniques du sol et sa capacité portante, de diminuer les tassements sous les charges appliquées, d'accélérer et

diminuer le temps de consolidation, contribuer à la stabilité des ouvrages et réduire les risques de liquéfaction du sol dans les zones sismiques (Reffas, 2012).

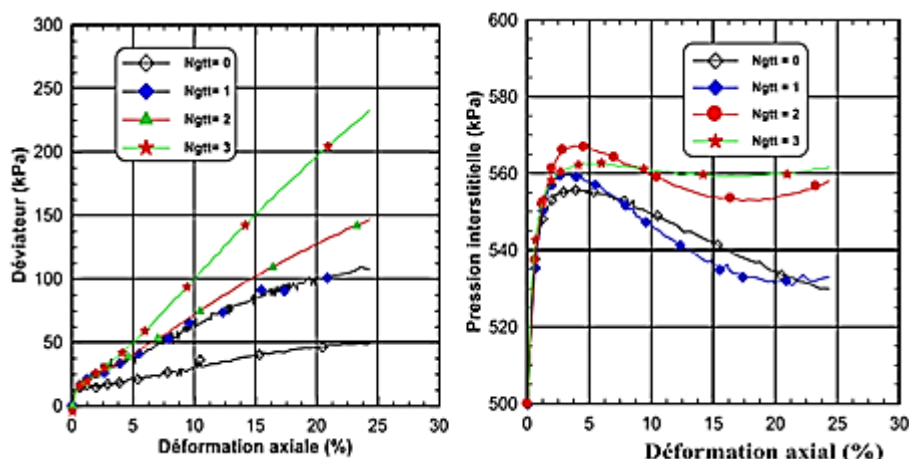
Le procédé des colonnes ballastées sèches, développé à la fin des années 50 par Keller, est une technique d'amélioration de sol permettant de créer des colonnes de granulats expansées afin d'augmenter la portance d'un sol et d'en réduire sa compressibilité. Cette technique est particulièrement performante dans le cadre d'une synthèse gros œuvre/fondations/terrassement. En fait, construire un ouvrage sur des colonnes ballastées permet de le fonder comme sur du « bon sol » et donc de respecter les règles usuelles de fondations superficielles (Arab et al, 2012).

Baghdad et al (2012) a montré que dans la pratique, sous l'effet du compactage de la colonne, le sol situé autour de celle-ci subit une expansion latérale et les contraintes horizontales se trouvent augmentées. Une étude paramétrique a été réalisée afin de déterminer l'influence de la variation de certains paramètres sur l'amélioration du sol. La dilatance du matériau granulaire a un effet significatif sur la réduction des tassements et le rapport de concentration des contraintes. L'augmentation de l'angle de frottement interne du ballast conduit à une meilleure amélioration du sol (augmentation du facteur de réduction de tassement), cette amélioration se manifeste le plus lorsque le rapport d'élasticité  $E_c/E_s$  est grand.

Le nombre des études dans ce domaine reste limité, Brahim et al. (2012) a étudié le comportement du sable de Chlef renforcé par plusieurs nombres de colonnes ballastées (Figure 1.30). Les résultats de ses essais triaxiaux ont montré l'efficacité des colonnes ballastées sur l'augmentation de la résistance du sable et de réduire la pression interstitielle (Figure 1.31).



**Figure 1.30** Disposition des colonnes ballastées (Brahim et al. 2012).



**Figure 1.31** Comportement non drainé du sable de Chlef renforcé par des colonnes ballastées (Brahim et al. 2012).

#### 1.5.4.3 Amélioration par Inclusion de Géosynthétiques

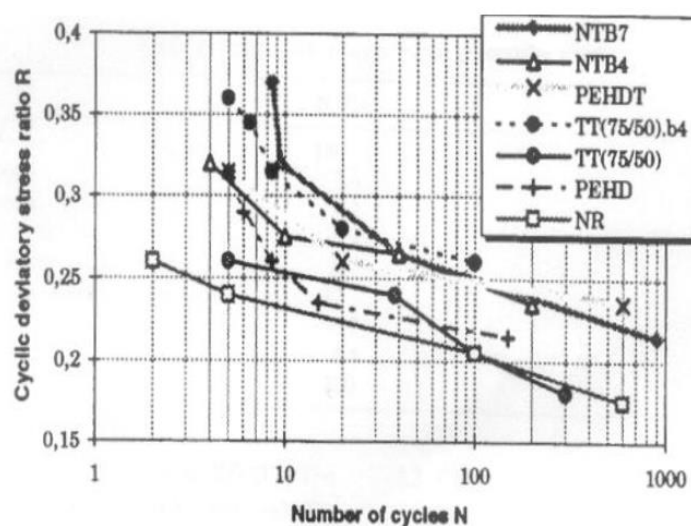
L'effort élevé de compactage seul peut éliminer énormément le potentiel de liquéfaction. Cependant, sous des conditions extrêmes de chargement, ce qui pourrait causé la liquéfaction des digues, les remblais et les murs de soutènements, l'utilisation des géotextiles peut assurer des résistances supplémentaires. Le géotextile est utilisé pour cinq fonctions: séparation des couches, renforcement des terres, filtration, drainage et anti contaminant.

Plusieurs auteurs ont étudiés l'influence de matériaux synthétiques sur la résistance à la liquéfaction (Noorany et Uzdandvines 1989, Richa B. 1992, Vercueil et al. 1997, Unnikrishan et al. 2002, Boominathan et Sari 2002, Altun et al. 2008). Par leurs expériences, ils ont montré que l'apport du géosynthétiques à un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction et à l'érosion.

Dans l'ordre de l'investigation de l'effet de renforcement par géotextile sur l'augmentation de la résistance à la liquéfaction, des essais cycliques ont été effectués sous des conditions non drainé sur des spécimens consolidés du sable de moyenne densité. Pour investiguer l'effet de renforcement par géotextile et l'arrangement du renforcement sur le comportement cyclique du sable saturé quelque paramètre d'essai (rapport contrainte déformation cyclique, type de renforcement et leur arrangement) ont été variés. Les résultats indiquent que le renforcement est efficace pour améliorer les caractéristiques de la résistance et de la déformation du sable sous les chargements cyclique. Altun et al, (2008) ont conclu d'après les analyses expérimentales que pour les deux types de géotextiles « tissé et non tissé » une augmentation dans le nombre de couches produit une augmentation dans le nombre des cycles causé.

Vercueil, Billet et Cordary (1997) ont étudié le comportement du sable d'Hostun Rf renforcé par des nappes de géotextiles avec une évaluation de l'effet de compressibilité, rigidité et l'état extérieur des inclusions. La figure 1.32 montre les résultats obtenus et met en évidence l'influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction. Les résultats prouvent que pour des valeurs NI (nombre de cycles) inférieur à 20, la compressibilité du matériau est un facteur déterminant dans l'amélioration de la résistance à liquéfaction.

Cette première série d'essais montre une amélioration significative dans la résistance à liquéfaction quand une inclusion compressible est employée, parce que dans les nombres de cycle normalement employés pour simuler un tremblement de terre à l'aide de l'appareil triaxial cyclique. Pour des valeurs plus élevées de cycle, cependant, une significative augmentation dans la résistance cyclique est observé, attribuable au sol-géosynthétique par le phénomène de frottement, étudié par de nombreux auteurs.



**Figure 1.32** Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction pour différents géosynthétiques. (vercueil et al 1997).

#### 1.5.4.4. Inclusion par clouage

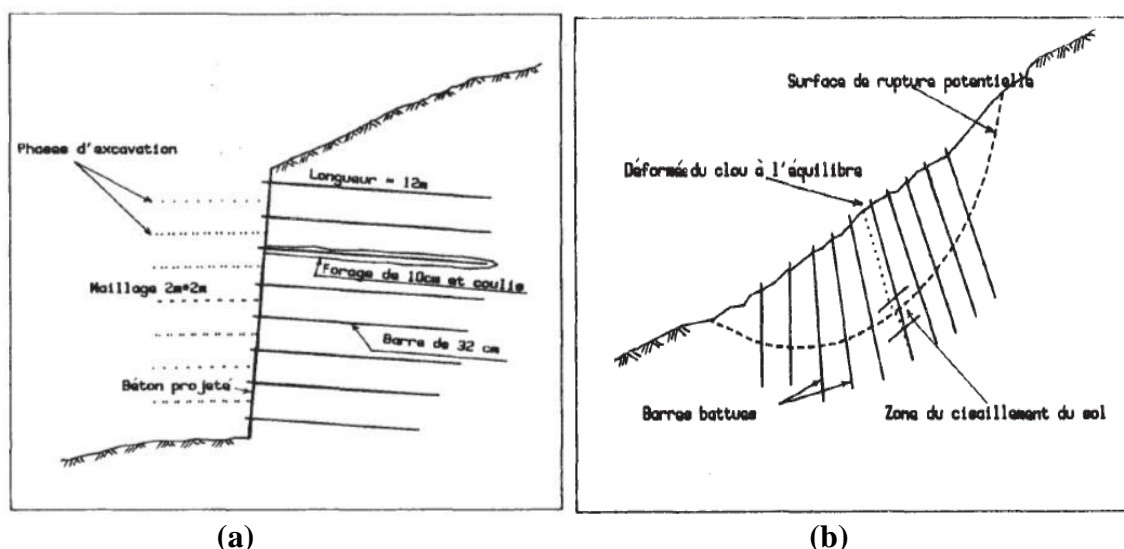
On appelle *CLOUAGE* la technique de renforcement des sols in-situ par des éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement. Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis. Cette technique se développe actuellement principalement dans deux domaines, le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes.

Dans les soutènements, les barres sont placées horizontalement ou légèrement inclinées au fur et à mesure de l'excavation du sol. Le sol de l'excavation est localement protégé par un béton



projeté ou par un assemblage de panneaux préfabriqués qui forment le parement "flexible" de l'ouvrage. Les barres sont en général placées perpendiculairement au parement, lequel est souvent incliné par rapport à la verticale; cela permet de remplir les forages par gravité. L'adhérence entre le sol et les barres est un phénomène essentiel, qu'il convient donc de maîtriser. C'est d'abord par traction, puis par cisaillement que travaillent les barres. La Figure 1.33a montre le schéma de principe d'un mur de soutènement réalisé par clouage.

Pour l'amélioration de la stabilité des pentes, les barres sont généralement placées perpendiculairement à la surface de glissement potentielle. Elles travaillent essentiellement par "cisaillement généralisé" c'est-à-dire par la combinaison d'une flexion et d'un effort tranchant. La Figure 1.33b montre une stabilisation de pente par clouage. L'interaction sol-renforcement se rapproche ainsi de celle d'un pieu soumis à des poussées latérales du sol (Shafiee, 1986).



**Figure 1.33** Inclusion par clouage (a) Mur de soutènement, (b) Stabilité d'une pente instable (Shafiee, 1986).

### 1.5.5 Amélioration des sols par traitement « stabilisation chimique »

Des ajouts chimiques tels que la chaux, le ciment, les cendres volantes et leurs combinaisons sont utilisés pour stabiliser les sols in situ, en particulier les sols à grains fins. L'objectif est d'améliorer la résistance et la durabilité du sol.

L'addition de la chaux dans le sol entraîne la formation de matériau de cimentation en raison de la réaction pouzzolonique entre le sol et la chaux. Il y a différentes façons de performer la stabilisation par la chaux sur le terrain. Une méthode consiste à mélanger les matériaux avec la chaux au site et compacter après l'ajout de la teneur en eau optimale. La deuxième

méthode consiste à mélanger la chaux, le sol et l'eau dans une plante et à transférer le mélange sur le site pour le compactage. La troisième méthode consiste à injecter la boue de chaux dans le sol sous pression. L'ajout de chaux aux sols fins augmente sa résistance à la compression et à la traction dans une quantité considérable (Das, 2011).

La stabilisation des sols avec l'ajout de ciment est particulièrement recommandée pour la grande voie telle que les autoroutes, chemin de fer et la construction de barrages en terre. Il est utilisé pour stabiliser les sols sableux et argileux. L'addition du ciment augmente considérablement la résistance du sol. Pour une application sur le terrain, la quantité requise de ciment et d'eau est mélangée avec le sol et compactée (Das, 2011).

Les cendres volantes sont obtenues à partir de la combustion du charbon pulvérisé. C'est une fine pouzzolonique, qui réagit avec la chaux hydratée pour produire des produits à base de ciment. Les couches de sol stabilisées pour les remblais et les couches de forme des routes sont obtenues en mélangeant le sol avec le mélange chaux-cendre volante puis le compactage dans des conditions contrôlées (Das, 2011).

### **1.5.6 Amélioration des sols par injection**

L'injection est un procédé largement utilisé et relativement ancien de renforcement des sols. Ce procédé est largement utilisé dans les travaux de traitement des terrains dont les caractéristiques mécaniques et/ou hydrauliques initiales sont médiocres ou insuffisantes, et ce, en vue de l'implantation d'ouvrages de génie civil (barrages, tunnels, ouvrages d'art, etc.). Le procédé consiste à injecter dans le sol, à l'aide d'une technique appropriée en général à partir de forages, un coulis dont la composition et les caractéristiques sont bien déterminées, suffisamment fluide pour pénétrer et de façon à imprégner dans le réseau poreux du sol. Son rôle va être de « faire prise » avec celui-ci, formant ainsi un matériau composite présentant des caractéristiques améliorées par rapport au sol initial. L'effet escompté de la prise du ciment faisant corps avec la structure granulaire est une augmentation de raideur et un gain de cohésion.

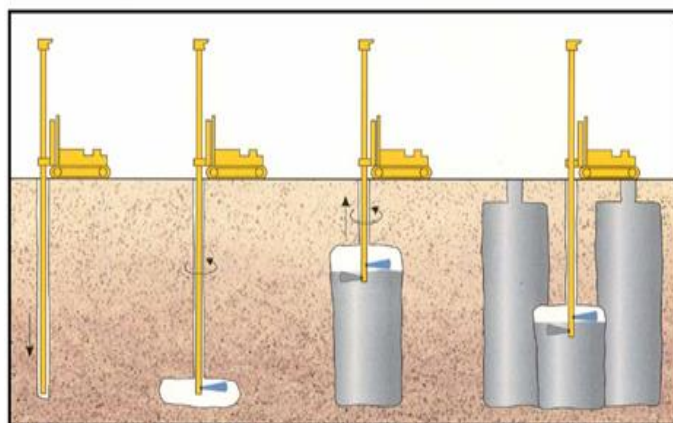
Plusieurs auteurs se sont intéressés au comportement mécanique du matériau injecté après prise, et ont étudié l'influence de différents paramètres sur le résultat d'injection tels que le rapport C/E (rapport du ciment et de l'eau dans la préparation du coulis), le type de coulis ou encore la nature et la granulométrie du sol. Cependant, peu de travaux ont porté sur la non linéarité du comportement élastique (Maalej et al, 2005) Ont présenté une étude expérimentale destinée à la caractérisation du comportement mécanique des milieux

granulaires vierges et injectés. Une attention particulière est accordée au non linéarité du comportement élastique et à la variation du comportement en fonction de la distance à la source d'injection. Une caractérisation microstructurale a été réalisée dans le but d'affiner la compréhension des mécanismes responsables du renforcement dû à l'injection et d'orienter les choix du modèle micromécanique.

(Diaz-Rodriguez et al, 2008) ont fait une étude expérimentale d'une série d'essais de cisaillement simple sur un sable limoneux liquéfiable avec et sans amélioration de l'échantillon traité avec un coulis de silice colloïdale de (0, 7.25, 10.8 et 14.5%), la silice colloïdale a été choisie comme un matériau de stabilisation à cause de sa faible viscosité, de sa large plage de temps de gel, de sa non toxicité, et de son faible cout. Le sol étudié est un sable à granulométrie uniforme avec 11.5% de silt non plastique. Le but de cette étude est d'évaluer l'efficacité du coulis de silice colloïdale pour réduire le potentiel de la liquéfaction du sable limoneux naturel. Ils ont concluent que l'imprégnation de la silice colloïdale (CS) peut augmenter significativement la résistance cyclique du sable limoneux naturel, ce gain de résistance du au coulis de CS est influencé par la densité relative initiale du sable ( $D_r$ ) et la contrainte effective verticale initiale ( $\sigma'_{vo}$ ), et la concentration du CS. En générale les spécimens les plus denses soit naturels ou traité montrent une grande résistance au cycle, dans le terme de la contrainte au cisaillement cyclique nécessaire pour initier la liquéfaction, que les spécimens lâches sauf les sables lâches traités à faible  $\sigma'_{vo}$ . Ils ont trouvé aussi que le coulis de silice colloïdale donne une cohésion significative et réduit considérablement le taux de la génération de pression interstitielle et de déformation au cisaillement des spécimens de sable limoneux assujettis à un chargement cyclique. Quand la  $\sigma'_{vo}$  est élevé, la dilatation de la matrice du sable produit progressivement une plus grande contribution dans le gain de la résistance à la liquéfaction des spécimens traités avec CS. Le taux de l'augmentation de la pression interstitielle et la contrainte au cisaillement durant le chargement cyclique diminue avec l'augmentation de la concentration de coulis de silice colloïdale, particulièrement après les peu premiers cycles. Ils résumant que pour une densité relative initiale et une contrainte effective verticale initiale, les spécimens de sable limoneux liquéfiable stabilisé avec un coulis de silice colloïdale montrent généralement un gain appréciable de résistance à la liquéfaction en comparaison des spécimens non traités.

### 1.5.7 Jet grouting

La méthode de jet grouting consiste à injecter un coulis de ciment dans le sol à haute vitesse. Afin de créer une matrice sol-ciment (Das, 2011). Un engin spécial avec des jets d'eau à haute pression verticaux et horizontaux sont utilisés pour l'excavation dans le sol. Le coulis de ciment est ensuite injectée dans le sol où elle est mélangée avec le reste matériau de fondation reconstitué lors de l'excavation (Bowles, Foundation Analysis et Design, 5ème édition, 1996). Les systèmes à une, deux et trois barres sont développés pour le système de jet grouting. La nature du sol a des effets dans les colonnes de jet grout. Bien que les argiles à haute plasticité soient difficiles d'être améliorer, un sol graveleux et du sable propre très adapté à l'amélioration (Burke, 2004; Welsh et Burke, 1991). Le dessin schématique de l'application du coulis est illustré à la figure 1.34.



**Figure 1.34** Méthode de jet grouting.

D'après Mutman et Kavak (2011) jet grouting par injection de coulis de ciment est une technique d'amélioration profonde dans sol dans laquelle un coulis est injecté dans les cavités, des fissures et les vides dans une formation du sol, afin d'améliorer la résistance à la liquéfaction, la résistance et la durabilité et de réduire sa perméabilité et la déformabilité. L'objectif de cette recherche est d'investiguer sur les paramètres qui influent sur la résistance de ciment injectés dans les sols granulaires par des tests en laboratoire. Avec cet objectif, le coulis de ciment est appliqué à l'aide d'un appareil spécial assemblés pour injection, en deux différents types d'échantillons de sols granulaires (gravier mal gradué et SP sable mal gradué) dont chacun est préparé à 25, 50, 75 et 100% de densités relatives. Les échantillons sont ensuite injectés à l'aide d'un coulis de ciment avec différents rapports eau/ciment de 0,7, 1,0 et 1,5, en appliquant différents niveaux de pressions d'injection 100, 150 et 200kPa, à la fin de

la période de cure 7 ou 28 jours, les éprouvettes sont soumis à un test de compression simple. Ils ont étudié l'effet de la granulométrie, la densité relative, le rapport E/C et la période de cure sur l'UCS. Ils ont trouvé que les Sables cimentés présentent en général des caractéristiques des sols cimentés qui peuvent être considérés comme matériaux intermédiaire entre le sol et le béton.

### **1.5.8 Amélioration des sols biotechnique et renforcement par fibres**

La technique de renforcement biotechnologique, également appelée bio-ingénierie, nécessite l'utilisation de végétation vivante pour stabiliser les pentes contre l'érosion et les mouvements des masses superficielles (Gunaratme, 2006). La méthode la plus courante de renforcement biotechnique consiste à couvrir une partie ou la totalité de la pente avec de petits arbres ou couvrir le sol en bas. Des fibres discrètes distribuées aléatoirement sont mélangées dans Ce procédé est connu sous le nom de sol pour augmenter la résistance et le sol participer en tension (Gunaratme, 2006).

### **1.5.9 Amélioration des sols par déchets de pneu, racine de plante et déchet en plastique**

En général le renforcement des sols peuvent être classifiés en deux catégories principales (par leur rigidité) : (1) inextensible et (2) inclusions extensibles. L'ancien inclut un module élevé des barres et des bandes en métal, alors que le dernier inclut relativement des faibles modules naturel et synthétique fibre, racine de plante, polymère fabrication (Hataf et Rahimi, 2006).

Le Sol renforcé avec les inclusions aléatoire-distribuées est un autre type de renforcement des sols, qui ont attiré une considérable attraction d'après des années, telles que la technologie du béton et plus récemment dans les sols. Dans ce type du renforcement de sol, le sol est mélangé aléatoirement à petites inclusions discrètes telles que des copeaux de pneu, fibres, filaments et petites mailles jusqu'à ce qu'il devient comme un matériau homogène (Hataf et Rahimi, 2006)

En générale l'addition de copeau de pneu augmente la capacité portante dans les sols sableux et limite la réduction de l'initiation à la liquéfaction. Hataf et Rahimi, (2006) ont trouvé que le BCR augmente de 17% jusqu'à 83%. Les mêmes constatations ont été trouvés par Abderrezak et al, (2018) ou ils ont conclu que l'ajout de granulats de caoutchouc, le sol change de comportement fragile à un comportement ductile à la rupture.

Negadi et al, (2012) ont prouvé que la position (horizontale ou verticale) des racines ou des fibres dans le sol jouent un rôle important sur la résistance au cisaillement du sol. Les sols

renforcés par les fibres de racines de plante orientées horizontales diminuent le comportement volumétrique ayant pour résultat une considérable augmentation de la résistance au cisaillement, cependant, les racines orientées verticales montrent une amplification de la phase de contractance. Les essais monotones non drainé ont prouvé que la disposition et le diamètre des racines jouent un rôle important dans la résistance au cisaillement non drainé. Le sol renforcé par des racines disposées horizontalement ne joue aucun rôle dans l'amélioration de la résistance du sol, alors que les racines placées verticalement améliorent d'une manière significative la résistance au cisaillement non drainé. En outre, le nombre de racines joue un rôle en améliorant la résistance au cisaillement drainé et non drainé.

Dutta et Rao, (2007) ont établies des modèles de régression pour prédire le comportement de sable mélangé avec des déchets en plastique. À cet effet, des essais de compression triaxiale drainée avec des mesures de contrainte ont été conduites sur le sable mélangés avec les déchets plastiques LDPE bandes et des bandes PEHD. Les effets de contenu de bande de LDPE (0-0,15%), le contenu de bande de HDPE (0-2%), rapport d'aspect ( $AR=1-2$ ) et la pression confinement ( $CP=34.5-276$  kPa) sur le comportement du sable. Dans le terme de l'énergie de la capacité d'absorption, contrainte déviatorique, rigidité initiale, cohésion et angle de frottement en utilisant une analyse de régression multiple étaient investiguer pour amélioration des sols. en utilisant une partie des déchets plastiques de cette façon réduire la quantité de déchets plastiques nécessitant une élimination finale dans les décharges. D'après l'étude statistique, ils ont conclu que

-La capacité d'absorption de l'énergie de sable mélangé avec des bandes de déchets en plastique PEHD/LDPE a été influencée par le rapport d'aspect ( $AR$ ), la teneur en déchet en plastique ( $SR$ ) et la pression de confinement ( $PC$ ). La capacité d'énergie d'absorption augmente avec l'augmentation d' $AR$ ,  $SC$  et  $CP$ .

-La contrainte déviatorique du sable mélangé avec des bandes de déchets en plastique HDPE/LDPE a été influencé par  $AR$ ,  $SC$  et  $CR$ . La contrainte déviatorique augmente avec l'augmentation de l' $AR$ ,  $SC$  et  $CP$ .

-Le sable mélangé avec des bandes en polyéthylène haute densité HDPE, la rigidité initiale augmente avec une augmentation de la valeur de  $CP$  et  $AR$ , tandis qu'une augmentation de  $SC$  diminue la valeur de la rigidité initiale (ce type de déchets en plastique est relativement épais et plus rigide qui ne permet pas un bon compactage d'où le  $SC$  est élevé dans le mélange).

- La rigidité initiale du sable mélangé avec LDPE augmente avec l'augmentation de SC et CP.
- La cohésion augmente avec l'augmentation d'AR et SC dans le mélange.

### **1.6 Amélioration des sols par des fibres**

Le renforcement des sols est l'un des techniques de l'amélioration des sols, dont le premier concept était donné par (Vidal, 1966). Au-delà des avancées significatives ont été faites dans la conception et la construction des structures géotechniques telles que les murs de soutènements, fondations, remblai, etc...

Un autre exemple est la construction des fondations dans un sol à faible capacité portante, où le coût d'une fondation profonde peut être incompatible avec le coût global du projet.

Les inclusions de fibres dans une masse de sol peuvent jouer un rôle de renforcement en développant des forces de traction qui contribuent à la stabilité du composite sol/ fibres (renforcement d'une structure de sol). L'utilisation d'inclusions pour améliorer les propriétés mécaniques des sols datés en ancien époque. Cependant, ce n'est que dans le dernier quart de siècle (Vidal, 1969), que des études analytiques et expérimentales ont conduit aux techniques actuelles de renforcement des sols.

Le renforcement des sols est maintenant une technique très attrayante et son acceptation a également été déclenchée par un certain nombre de facteurs, qui incluent l'esthétique, la fiabilité, les techniques de construction simples, bonne performance sismique, et la capacité de tolérer de grandes déformations sans rupture structurelle. Le renforcement peut varier considérablement selon la forme; bandes, feuilles, grilles, barres ou fibres, par texture; rigidité rugueuse ou lisse et relative; haute rigidité en acier ou faible en fabrication polymères (Gray et Ohashi, 1983). Les fibres peuvent aussi être différencié par leur inextensible, par exemple des bandes métalliques à haut module et des barres ou des inclusions extensibles telles que des fibres naturelles et synthétiques. Les fibres sont aussi généralement différenciées comme des fibres naturelles, par exemple fibre de coco, fibre de sisal, fibre de jute, fibre de coton, etc. et des fibres synthétique par exemple. Les fibres de polypropylène, fibre de nylon, fibre de polyester, fibre de caoutchouc, verre plastique, etc.

Dans ces cas, l'amélioration du sol sur place par l'addition des agents cimentaires ou à travers l'inclusion des éléments discrets orientés ou aléatoirement distribués comme des fibres pourrait être employé (Consoli et al, 2010).

Le renforcement des sols par fibre est une solution intéressante et innovante pour les problèmes d'ingénierie en géotechnique. Le comportement des sable renforcé par des fibres a

été largement étudiées et reporté dans la littérature (Gray et Ohashi 1983; Gray et Alrefeai 1986; Maher et Gray, 1990; Consoli et al. 2007b, 2009a, b; Michalowski 2008; Diambra et al. 2010). De nombreuses expériences réalisées sur sable renforcé de fibres ont montré que la résistance au cisaillement au pic du sable augmente lorsque les fibres discrètes sont ajoutées au sol.

Le rôle de renforcements par fibres dans la matrice du sol est d'augmenter la résistance (résistance au cisaillement) (Ibraim et al, 2012) et réduire la déformation. L'un des premiers avantages de la distribution aléatoire des fibres sont l'absence du faible potentiel plane qui peut développer en parallèle l'orientation du renforcement.

On cite parmi eux (Rabinda et al, 2012; Temel et al, 2005; Plé et al, 2012; Negadi et Arab, 2012; Ibraim et al, 2012; Diambra et al, 2010; Ibraim et al, 2010; Nilo Consoli et al, 2010; Jin et al, 2011; Hataf et Rahimi, 2006; Gopal et al, 1994 et Talal, 1991).

Les résultats des essais (cisaillement directe, compression non confinée et compression par triaxial) montrent que la résistance au cisaillement augmente tandis que la perte de résistance post-pic est réduite avec la présence des fibres ces résultats sont en accord avec (Diambra et al, 2010 ; Ibraim et al, 2010 ; Al Refai, 1991).

Les études au laboratoire sur le sable renforcé par des fibres ont été principalement effectuées à l'aide des essais comme suit:

1/ Essai triaxial: (Gray et Alrefeai, 1986; Maher et Gray, 1990; Maher and Ho, 1993; Michalowski and Zhao, 1996; Consoli et al., 1998; Consoli et al., 2004; Consoli et al., 2005a; Consoli et al., 2009c; Consoli et al., 2010; Dos Santos et al., 2010a).

2/ Essais de compression non confiné: (Maher and Ho, 1994; Santoni et al., 2002; Kumar and Tabor, 2003).

3/ Essai de cisaillement direct: (Gray and Ohashi, 1983; Ibraim and Fourmont, 2006).

4/ Essai à la traction: (Ranjan et al., 1996; Consoli, 2002 etc.

5/ Essai à la flexion: Maher and Ho (1994).

L'efficacité du renforcement est influencée par les propriétés de la fibre, le type d'inclusion, fraction de volume, longueur, module d'élasticité, et l'orientation, et aussi les caractéristiques granulométriques, forme, gradation, aussi bien que les contraintes et la densité (Jin et al, 2011). Il s'est avéré particulièrement que l'orientation des fibres est importante d'après Diambra et al, (2010) beaucoup d'études expérimentales supposent que les fibres sont aléatoirement orientées et distribuées dans toute la masse de sol. Une telle distribution



préservait l'isotropie de la résistance du sol et par la suite éviter ou retarder la formation des déformations planes. Ils ont trouvé que la résistance à la compression avec le triaxial augmente par l'introduction des fibres, cependant, dans l'extension le rôle des fibres sont limités.

Ce qui concerne le comportement de la liquéfaction des sols renforcés a reçu une récente attention pour évaluer l'utilité du renforcement par fibre comme une nouvelle issue pour prévenir et améliorer la résistance à la liquéfaction de sol (Jin et al, 2011).

Afin de comprendre l'effet des fibres et la densité de sable sur la résistance à la liquéfaction statique sur le renforcement sable/fibres, une série des essais non drainés ont effectué sur les échantillons saturés à 10% avec 0.2, 0.4, 0.6 et 0.8% de fibre à différent densité de sable (lâche, moyen et dense). Les résultats indiquent que les sables lâches renforcés n'ont été pas influencé par la présence des fibres, cependant, pour les échantillons denses et moyens denses, la présence des fibres affecte clairement le comportement non drainé. Les spécimens non traités ont montré une diminution continue de résistance au cisaillement après la rupture, alors que les spécimens traités ont montré fluctuation même après la rupture au cisaillement, et ces fluctuations deviennent plus résistantes avec l'augmentation du pourcentage des fibres. La résistance au cisaillement au pic augmente avec des fibres, spécialement dans le sable dense. Après le cisaillement, tous les échantillons renforcés et non traités maintien leur stabilité, alors que les échantillons lâches montraient un effondrement complet de la structure. La présence des fibres peut limiter ainsi ou même empêcher l'occurrence de la diffusion latéral cela est souvent observé en sable non renforcé ces résultats sont en concordance avec (Ibraim et al, 2010)

Consoli et al, (2010) ont étudié L'effet du renforcement des fibres sur la résistance d'un sol sableux traité avec le ciment. Pour cette étude ils ont utilisé un sol sableux à avec cinq différents pourcentage de ciment 1, 2, 3, 5 et 7% et 0.5% de fibre de polypropylène. L'influence de quantité de ciment, la porosité et la teneur en eau sur la résistance à la compression non confiné ont été aussi évalué.

Les résultats montrent que l'insertion de fibre dans le sol traité avec le ciment, causes une augmentation de la résistance à la compression. L'UCS accru linéairement avec la quantité de ciment et réduit avec l'augmentation de la porosité ( $\eta$ ) pour les deux spécimens renforcé et non renforcés. En conclusion, le rapport vide/ciment est un paramètre important dans l'évaluation de la résistance à la compression des sols traité avec le ciment renforcé ou non

renforcé. Les résultats présentés dans cette étude suggèrent que l'utilisation de rapport de vide/ciment l'ingénieur peut choisir la quantité de ciment et la porosité appropriée pour fournir au mélange du sol la résistance nécessaire pour un projet avec un coût optimum.

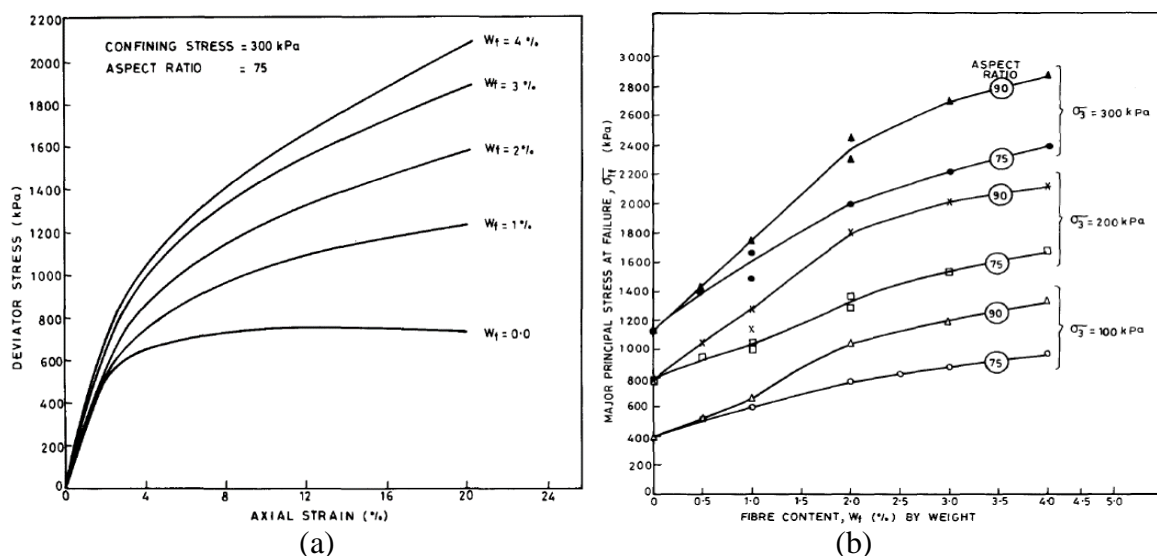
Consoli et al. (2005a) ont rapporté que le comportement de compression isotrope du sable change par l'insertion aléatoire de fibres. Pour l'échantillon renforcé par des fibres, les fibres après les tests se sont avérées être à la fois étendu et rupturé, indiquant que les fibres agissent en tension même lorsque l'échantillon subit d'importantes contraintes volumétriques en compression et que les fibres subissent de grandes déformations de traction plastique avant la rupture. Consoli et al., (2009a) ont rapporté que la dilatance reste pratiquement inchangée avec l'introduction de fibres dans le sable. Cependant, le rapport de contrainte ( $q/p'$ ) diminue lorsque la contrainte de confinement augmente.

La plupart des études expérimentales ont été menées sur des sols granulaires. Gray et Ohashi (1983) ont étudié les mécanismes de renforcement des fibres en utilisant essais de cisaillement direct. Les fibres ont été placées selon différentes orientations spécifiques par rapport au plan de cisaillement. La teneur en fibres, l'orientation des fibres et le module des fibres ont été trouvés pour étudier la contribution des fibres à la résistance au cisaillement.

Al-Refeai (1990) a étudié l'effet du renforcement des fibres en utilisant différents types de sols granulaires et des fibres. L'effet du renforcement des fibres s'est avéré plus important en sable fin avec des particules arrondies que dans le sable à grain moyen avec des particules arrondies. L'extensibilité des fibres a également eu une influence sur l'interaction sol/fibres.

Certains chercheurs ont étudié l'utilisation de fibres pour améliorer la ductilité des sols stabilisés au ciment. Consoli et al. (1998) ont signalé que le renforcement des fibres augmente la résistance au pic et la résistance au cisaillement résiduelle des sols traités au ciment et réduit leur fragilité. Kaniraj et Havanagi (2001) ont signalé un comportement similaire lors de l'utilisation de fibres avec des sols stabilisés avec du ciment ou des cendres volantes.

Ranjan et al, (1994) ont déterminé le comportement contrainte-déformation d'un sable fin renforcé par des fibres en plastique, ils ont observé l'influence des propriétés de fibres (ex. fraction de poids, le rapport ( $l/d$ )) et étudié l'influence de la pression de confinement sur la résistance au cisaillement des sables renforcés.



**Figure 1.35** Effet des fibres sur (a) le comportement contrainte-déformation (b) sur la résistance à différentes pression de confinement à (basse et haute) (Ranjan et al, 1994).

Ils ont conclu que l'inclusion des fibres augmente significativement la résistance au cisaillement et modifie le comportement contrainte déformation, pendant le cisaillement les spécimens se rompent pas, les fibres ont un rôle d'augmenter la résistance au pic et réduit la perte du post-pic, ce qui signifie que la résistance résiduelle du sable renforcé est plus élevée que le sable non renforcé (figure 1.35). Ils ont aussi remarqué que la contrainte principale pour les sables renforcés sont bilinéaires ayant une rupture à une pression de confinement appelé pression de confinement critique ( $\sigma_{crit}$ ) au-dessous de cette valeur les fibres tendent de se glisser ou se retirer. Un grand rapport de ( $l/d$ ) résulte une réduction de la pression de confinement et une contribution élevée de la résistance au cisaillement.

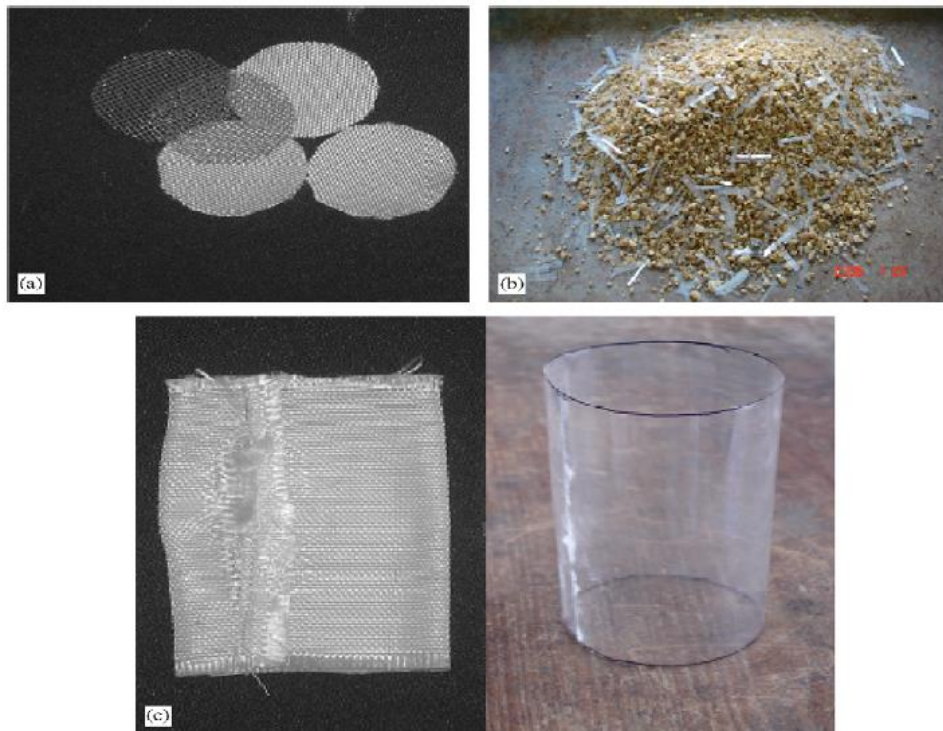
Al-Refeai, (1991) ont montré que le renforcement de sable montre une amélioration importante dans la capacité portante, et que les courtes fibres nécessitent une grande pression de confinement pour empêcher les liens de rupture occupés par la forme et la taille des particules de sable. L'interaction de frottement sol-inclusion dépend principalement de l'extensibilité de l'inclusion plutôt que des propriétés mécaniques du sable. Les inclusions extensibles montrent une plus grande amélioration dans la résistance et la ductilité.

Les inclusions aléatoirement orientées incorporées dans les sols granulaires améliorent le comportement charge-déformation par l'interaction avec les particules du sol mécaniquement par le frottement extérieur et également par interlockage avec aucune création de forces internes aux niveaux des molécules. La fonction des liens intergranulaires est le transfert des contraintes au sol par les inclusions, et de mobiliser leur résistance à la traction et de

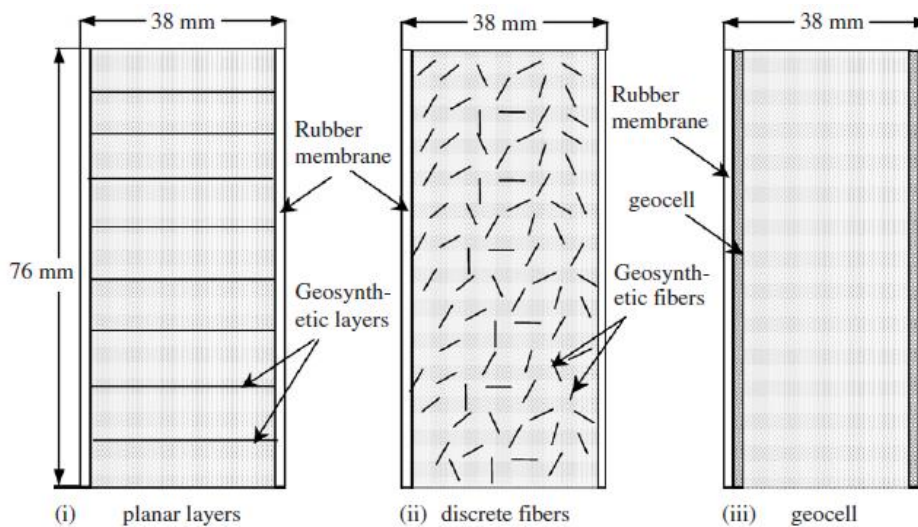
transmettre cette force au sol. Ainsi la réduction de la déformation du sol renforcé mène à une amélioration de la capacité portante du sol.

Ce qui est le contraire pour (Latha et Murthy, 2007; Yetimoglu et al, 2003) ont étudié l'effet des fibres sur la résistance au cisaillement direct. Les résultats des essais indiquent que la résistance au cisaillement maximale et la rigidité initiale du sable n'ont pas été affectées de manière significative par le renforcement de fibre. Les déplacements horizontaux à la rupture étaient également trouvés comparables pour les sables renforcés et non renforcés sous la même contrainte normale verticale. Cependant, le renforcement a pu réduire la fragilité de sol fournissant une plus petite perte de résistance post-pic. Ainsi, semble à augmenter l'angle résiduel de la résistance au cisaillement de sable en ajoutant des fibres.

Latha et Murthy, (2007) ont rapporté que l'effet bénéfique du matériau géosynthétique (polyester, géotextile) dépend largement de la forme dans laquelle est utilisé en tant que renforcement. Par exemple, le même matériau géosynthétique lorsqu'il est utilisé dans des couches planes ou des géocells ou de fibre discrète (voir figure 1.36), comprenant exactement la même quantité du matériau donnera différentes améliorations de la résistance à des formes différentes. Cette différence de la résistance obtenue est principalement due à la différence de mécanisme de rupture dans le sol renforcé par les matériaux géosynthétiques dans des formes différentes. Les couches géosynthétiques horizontales améliorent la résistance essentiellement par frottement, et l'inter verrouillage entre le sol et le renforcement, alors que les fibres orientées de façon aléatoire améliorent la résistance par frottement et s'enroulant autour des particules du sol et les géocells améliorent la résistance par frottement et le confinement tout autour du sol. Ces pour ces raisons-là, ils ont étudié l'efficacité de trois formes de renforcement (plane, fibre discrète, cellulaire) (figure 1.37) pour améliorer la résistance au cisaillement d'un sable de  $D_r=70\%$ ,  $C=0$  et  $\phi=42^\circ$ . Une série d'essai triaxial à trois pressions de confinement 100,150 et 200kPa a été exécutés afin de comparer la forme et étudié l'effet du renforcement sur la résistance du sable.



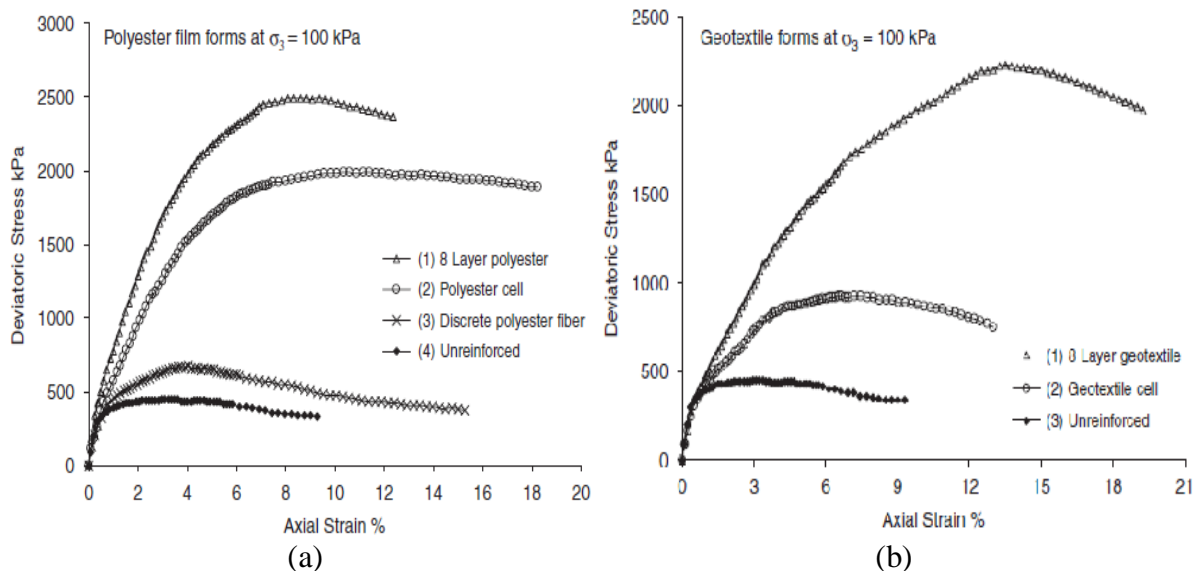
**Figure 1.36** Géosynthétique de différente forme utilisée pour le renforcement: (a) couche plane (b) fibre discret (c) geocells (Latha et Murthy, 2007).



**Figure 1.37** Schéma des échantillons de triaxial du sable renforcé avec différentes forme de géosynthétique (Latha et Murthy, 2007).

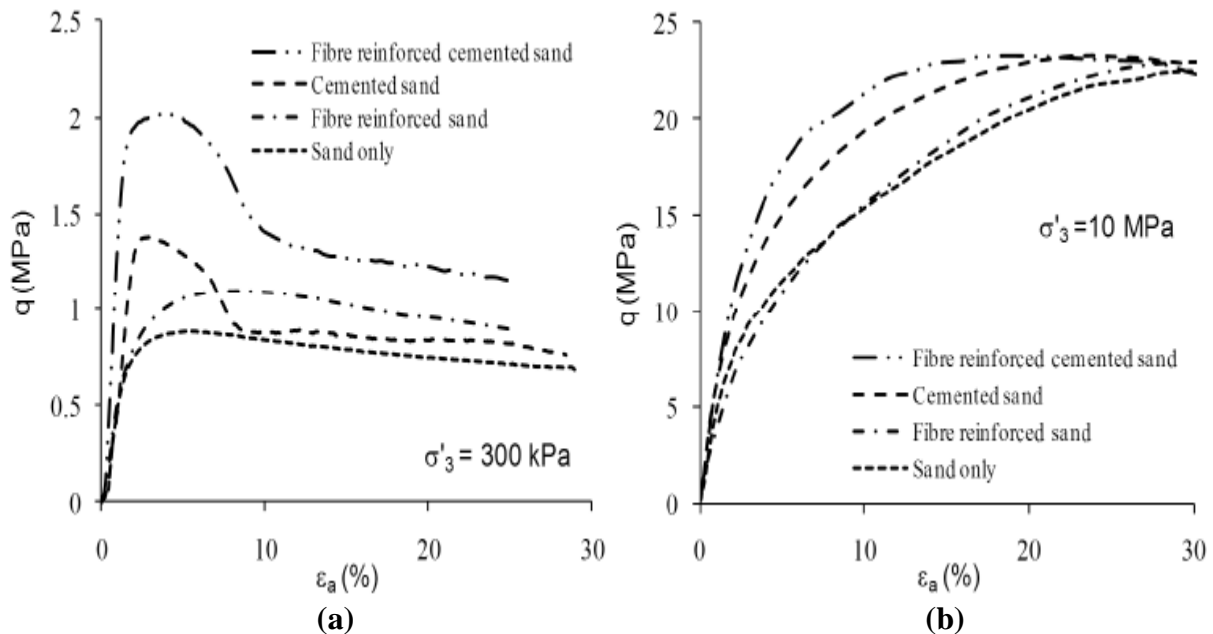
Ils ont conclu que tous les spécimens renforcé à différentes forme et à différentes pression de confinement ont montré une amélioration de contrainte-déformation comparant avec le sol non renforcé, dans le terme de l'amélioration de pic déviatorique de contrainte et l'augmentation de déformations de rupture. L'amélioration de la résistance est affectée significativement avec la forme de renforcement. Parmi le renforcement en couche plane et

cellulaire, il s'est avéré que le renforcement cellulaire est plus efficace pour améliorer la résistance malgré la faible résistance à la traction de ce dernier. L'efficacité de la forme cellulaire est due à l'effet de confinement dans tous les sens de géocell, ce qui ajoute à l'amélioration de la résistance due au frottement entre la matière cellulaire et le sable. (figure 1.38). La courbe contrainte-déformation de géocell à toutes les pressions de confinements a été trouvée toujours stable après le pic. Les courbes contrainte-déformation pour géocell à toutes les pressions de confinement se trouvent être presque plates après le pic est atteint à la différence dans le cas d'autres formes, où l'on observe une perte de résistance post pic. Géocells en polyester prouvent une grande efficacité de la résistance comparé avec géocells en géotextile, cela est due à la pénétration des particules de sable entre les feuilles de polyester (the polyester sheet) en augmentant la rugosité en surface. De ce fait en enclenchant le frottement, qui est dû à la pénétration des particules de sable dans la feuille de polyester, il augmente la rugosité de surface et de ce fait les frottements entremêlés. Qui était évident des tirets formés sur les films de polyester lors de la compression triaxiale. L'amélioration avec les fibres ont été très inférieure et non significative par rapport au renforcement plane et cellulaire, cela peut être due à la réduction de l'effet de confinement de l'ensemble à cause d'éléments de fibres de petites dimensions.



**Figure 1. 38** Comportement contrainte-déformation du sable renforcé avec les trois forme (a) par polyester film (b) par géotextile à ( $\sigma_3=100$ kPa) (Latha et Murthy, 2007)

La raison de cette résistance élevée est la formation de tirets sur la surface intérieure du géocellules de polyester en raison de la pénétration des particules de sable, ce qui a amélioré et renforcé les propriétés de frottement de l'interface dans une large mesure.



**Figure 1.39** Effet de l'addition de 0.5% fibre et 5% de ciment  $q$ - $\epsilon$  à faible pression de confinement (a)  $\sigma_3=300$ kPa (b)  $\sigma_3=10$ MPa (Ud-din et al, 2011).

L'amélioration des propriétés mécaniques des sols avec les fibres et le ciment semble être encore plus efficace (Ud-din et al, 2011). C'est à cause de l'effet combiné de l'ajout de ciment et de fibres améliore plus la réponse de l'ingénierie des sols soumis à des charges structurales et fournit une résistance supplémentaire aux déformations ultérieures par rapport aux effets de ciment ou de fibre seule (ud-Din et al, 2011). L'utilisation combinée de fibres et de ciment dans les sols a des avantages uniques. Par exemple, l'utilisation de ciment augmente la résistance et réduit la fragilité dans le sol. D'autre part, la fibre induit la ductilité. Ainsi, l'addition de fibres et de ciment permet d'améliorer non seulement la résistance du sol, mais offre aussi une diversité dans la résistance aux déformations contre les charges imposées. La plupart des recherches sur les matériaux granulaires renforcée par fibre cimentés a été effectuée à des pressions de confinement relativement faibles jusqu'à 1MPa, Plus récemment, des expériences sur les sables renforcées par des fibres cimentées sous haute pression jusqu'à 40 MPa. Il a été signalé que le renforcement de fibres réduit la rupture des particules et la propagation des fissures dans le sable cimenté. Cependant, ces résultats ont été obtenus à partir de la compression isotrope. Les données expérimentales sur les sable renforcés par

fibres cimenté obtenu de la haute pression drainé et non drainé de compression triaxiale sont encore très limitées (Ud-Din et al. 2011). L'objectif principal de (Ud-Din et al. 2011) est d'étudier le comportement renforcé de fibres sable cimenté à des pressions de confinement élevées. Les résultats des drainés (CID) essais triaxiaux consolidés isotropiquement effectuée à pression de confinement de 50 kPa à 20 MPa sont présenté. Ils ont conclu qu'il y'a

- (1) un effet significatif du renforcement par fibres sur le comportement du sable cimenté et non cimentée. L'addition de fibres augmente la résistance au pic et de la raideur du sable. Cependant, l'efficacité du renforcement par fibre est affectée par la pression de confinement. L'augmentation de la résistance continue à se diminue avec l'augmentation de la pression de confinement. Par exemple, l'addition de 0,5% de fibres augmente la résistance au pic de sable cimenté à 21% à la pression de confinement efficace de 50kPa. Cependant, la même teneur en fibres augmente le pic de résistance du sable cimenté par moins de 1% à la pression de confinement de 10 MPa. En général, l'efficacité des renforcements par fibre dans le sable non cimenté et cimenté n'était pas évidente à des pressions supérieures à 10MPa (figure 1.39).
- 2) L'ajout de fibres affecte le comportement volumétrique de sable non cimenté et cimenté dans l'essai triaxial drainé. Le comportement du sable renforcé de fibres est plus dilaté par rapport à celle d'un sable sans fibres. De même que les sables renforcé par fibre cimenté montrent plus de dilatance que les sables renforcé par fibre (seule) non cimenté.
- 3) Les paramètres de résistance au cisaillement Mohr-Coulomb, à savoir la cohésion(c) et de l'angle de frottement ( $\phi$ ) du sable sont affecté par les fibres et la teneur en ciment. En général, les paramètres de résistance au cisaillement augmentent de manière significative avec l'addition soit avec les fibres, soit avec le ciment, ou la combinaison des deux. Toutefois, l'angle de frottement du sable non renforcé ou renforcé diminue avec l'augmentation de la pression de confinement. L'effet du renforcement des fibres et/ou de cimenta une stabilisation négligeable sur l'effet de la résistance au cisaillement du sable lorsque la pression de confinement est supérieure à 13MPa.

### **1.7 Comportement des sols renforcé par fibres sous chargement monotone**

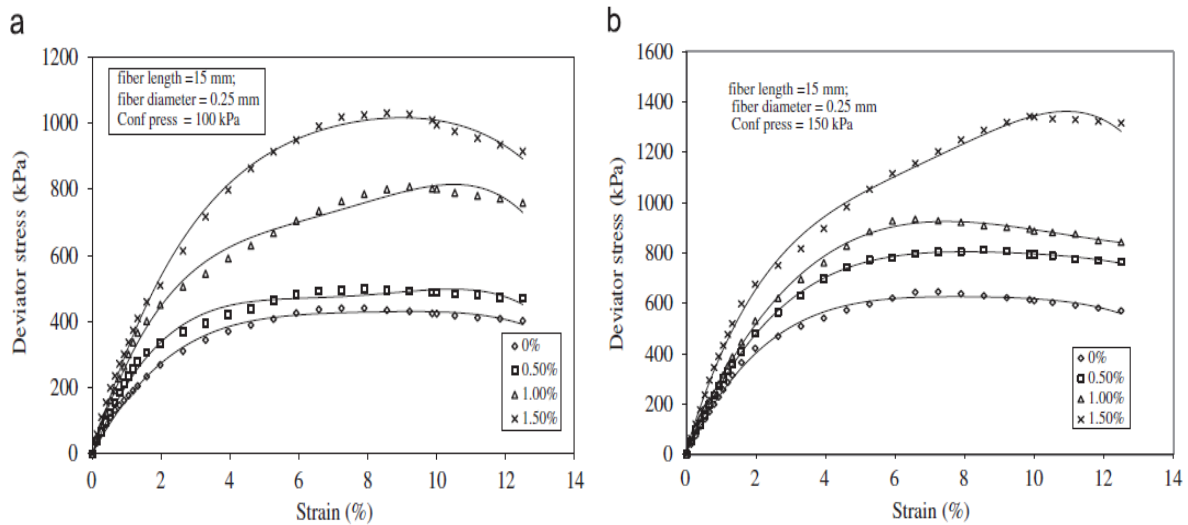
Le comportement de contrainte déformation de sol peut être étudié par le déviateur de contrainte ou le rapport de contrainte en fonction de la déformation axiale et de la déformation volumétrique ou de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation axiale. Les caractéristiques de sols sont habituellement nécessaires pour la plupart des travaux de



conception, d'exploration et de construction des travaux peuvent être étudiés par des essais triaxiaux.

L'influence et la contribution du renforcement des fibres pour la résistance au cisaillement de sable ont été examinés par divers chercheurs (par exemple, Consoli et al., 1998, Prabakar et Consoli et al., 2002, Consoli et al., 2003, Michalowski et Cermak, 2003, Mofiz et al., 2004, Latha et Murthy, 2007, Michalowski, 2008, Consoli et al., 2009a, Consoli et al., 2010, Dos Santos et al., 2010a, etc...). Nombreuses des paramètres tels que la contrainte de confinement, le type de fibre (naturelle et synthétique), le volume de fraction, densité, longueur, rapport d'aspect, module d'élasticité, orientation et les caractéristiques du sol y compris la taille, la forme et la gradation des particules ont été étudiées. Il a été établi que l'ajout de fibres peut augmenter considérablement le pic de résistance au cisaillement et limite post-pic de résistance du sol cohésif et granulaire. L'augmentation de la teneur en fibres entraîne une augmentation des contraintes à la rupture et, par conséquent, un comportement plus ductile. La résistance au cisaillement maximale et la déformation de déviateur de contrainte maximal augmente également avec l'allongement du rapport d'aspect, c'est-à-dire le rapport longueur de fibre/diamètre fibre. De plus, Diambra et al. (2007a) ont signalé que les fibres sont les plus influent quand ils sont orientés dans la même direction que les déformations en traction. Par conséquent, pour conditions de chargement particulières, l'efficacité des inclusions de fibres dépend de leur orientation, qui dépend à son tour du mélange et de la procédure de préparation de l'échantillon. Le comportement du composite sable/fibre est influencé par la teneur, les propriétés mécaniques et géométriques des fibres.

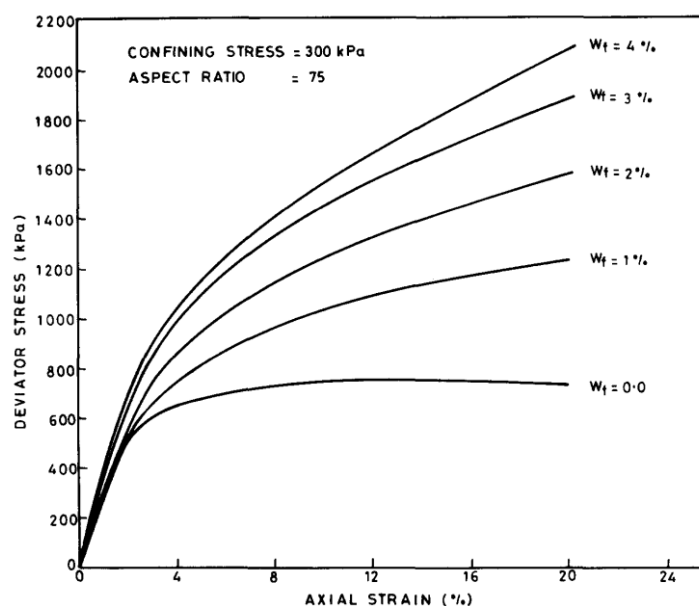
Babu et.al (2007) ont utilisé des fibres de coco comme renforcement dans leur étude. Les essais triaxiaux ont été effectués à des pressions de confinement de 100 kPa et 150 kPa avec des teneurs en fibres de 0%, 0,5%, 1,0% et 1,5%. La densité du sol était maintenu égal à 14,8 kN / m<sup>3</sup> dans toutes les essais. Selon les résultats des essais triaxiaux, illustrés aux figures 1.40 (a)-(b), il est a noté que l'ajout de fibres améliorait la réponse contrainte-déformation du sable significativement.



**Figure 1.40** Courbe contrainte-déformation pour plusieurs teneur en fibres (a)  $\sigma_3=100$ kPa (b)  $\sigma_3=150$ kPa (Babu et al, 2007).

Selon les courbes de contrainte-déformation, il est à remarquer que l'augmentation de la contrainte de confinement provoque une augmentation de déviateur de contrainte à la rupture et conduit à une augmentation de la contrainte de cisaillement. Lorsque la contrainte de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement du sol, la localisation de la déformation provoque la rupture de l'éprouvette de sol. Il est également indiqué que l'ajout de fibres entraîne une augmentation de déviateur de contrainte en réduisant la localisation de la déformation et créant une résistance supplémentaire au frottement dans le sol.

Ranjan et al. (1994) ont effectué des essais de compression triaxiale pour étudier le comportement de contrainte-déformation du sable fin renforcé par des fibres-plastiques et l'effet de contrainte de confinement sur l'enveloppe à la rupture du sable renforcé. Dans cette étude un sable fin mal gradué était mélangé avec des fibres en plastiques. La Teneur en fibres est de 1%, 2%, 3% et 4% du poids des solides du sol ont été mélangés avec le sol à une teneur en eau optimale. Les éprouvette ont été testés à une contrainte de confinement de 50 à 400 kPa avec différentes teneurs en fibres et les rapports d'aspect afin d'obtenir l'effet de paramètres de fibre sur la résistance au cisaillement.



**Figure 1.41** Comportement contrainte-déformation du sable renforcé par des fibres (Ranjan et al. 1994).

La figure 1.41 indique que l'ajout de fibre affecte le comportement mécanique du sable. Les Résultats indiquent que, le sable non renforcé atteint un pic de résistance autour de 10% de déformation, tandis que le sable renforcé par des fibres ne présente aucun pic de résistance. Dans cette analyse, les conditions de rupture a été défini comme la contrainte correspondant à la contrainte au pic ou à 20% de déformation axiale.

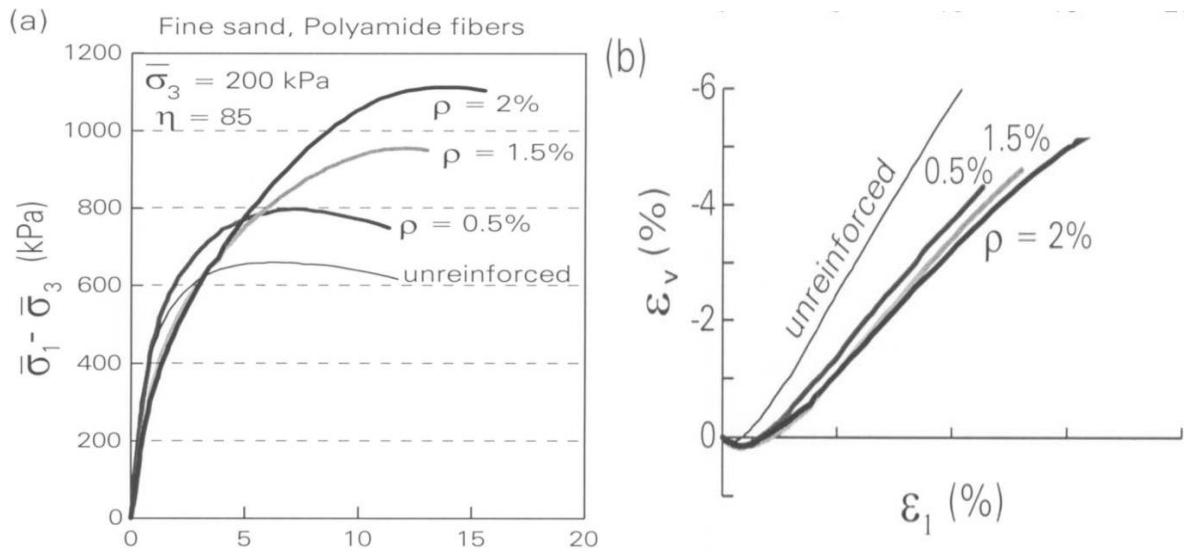
Dans cette étude, il est mentionné qu'aux faibles teneurs en fibres, la résistance du sable renforcées augmente plus rapidement. Et comme la densité des fibres étant relativement faible, ils occupaient un grand volume dans le composite. En outre, il a été observé que pour des teneurs en fibres supérieure à 2%, plus la quantité de fibres augmentait dans le sol, plus il est difficile de créer une répartition uniforme des fibres dans le sol, car elles ont une tendance de former une boule. Il est conclu que l'addition des fibres augmentait la contrainte de cisaillement maximale en réduisant la perte de la contrainte post-pic (Ranjan et al. 1994).

Diambra et al. (2009) ont effectué des essais de compression triaxiale et d'extension sur des échantillons du sable renforcés avec des fibres de polypropylène. La technique de damage humide est utilisée pour la préparation des spécimens. La concentration en fibres est définie en pourcentage de poids sec de sable et de fibres, des pourcentages de 0,3%, 0,6% et 0,9% ont été utilisées plus un sable non renforcé 0% de fibre. Des essais de compression triaxiale drainée et en extension ont été effectués sur des échantillons isotropiquement consolidés. Selon les résultats, il est noté que l'addition de fibres a augmenté l'angle de frottement et la

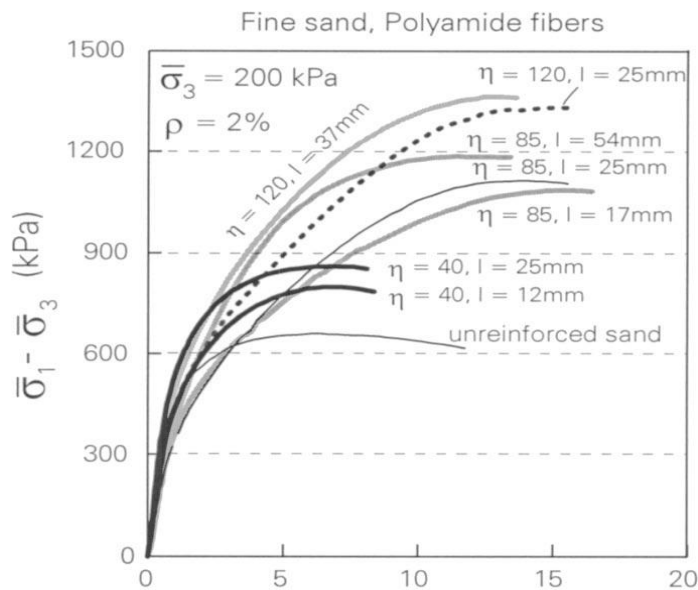
cohésion significativement. Les spécimens denses ont plus de tendance à se dilater et il en résulte

des contraintes de traction potentielles plus importantes dans les fibres donc des augmentations de résistance plus importantes peuvent être observées par rapport aux spécimens lâches. Lors des essais de compression triaxiale, une teneur en fibres de 0,6% a fourni une augmentation nette de la contrainte déviatorique allant de 180 à 200%. D'autre part, la contribution des fibres à la réponse déviatorique dans les essais d'extension triaxiaux était limitée, seule une augmentation de la résistance de 8% à 10% a été enregistrée pour les essais d'extension.

Michalowski et Cermak (2003) ont effectué des essais de compression triaxiale drainée sur spécimens de sable renforcés de fibres. Les sables fins et grossiers ont été mélangés avec trois types de fibres: monofilament de polyamide, fil d'acier galvanisé et polypropylène fibres. Des spécimens renforcés et non renforcés ont été préparés avec un indice des vides  $e=0.58$  et  $e=0.66$ . Les résultats de sable renforcé avec des fibres de polyamide montrent que des contraintes de rupture importantes ont été enregistrées à très grande déformation à la rupture. Comme la montre la figure 1.42, la rigidité initiale est affectée par l'ajout de fibres. Il y a une baisse de la rigidité initiale pour le sable renforcé avec de grandes teneurs en fibres. Il est indiqué que les changements dans la structure de sable produits par les fibres synthétiques peuvent être la raison de la perte de rigidité initiale. Cette affirmation est également confirmée par les résultats obtenus avec du sable renforcé avec fibres d'acier car aucune réduction de la rigidité n'a été enregistrée. L'interaction des fibres avec les grains de sable sont recherchés en effectuant des tests triaxiaux avec différents rapports d'aspect de fibre pour la même quantité de fibres. Comme la montre la figure 1.43, les résistances enregistrées augmentent avec le rapport d'aspect. Il est également indiqué que l'inclusion des fibres a des effets similaires sur les échantillons de sable fin et grossier (Michalowski et Cermak, 2003).



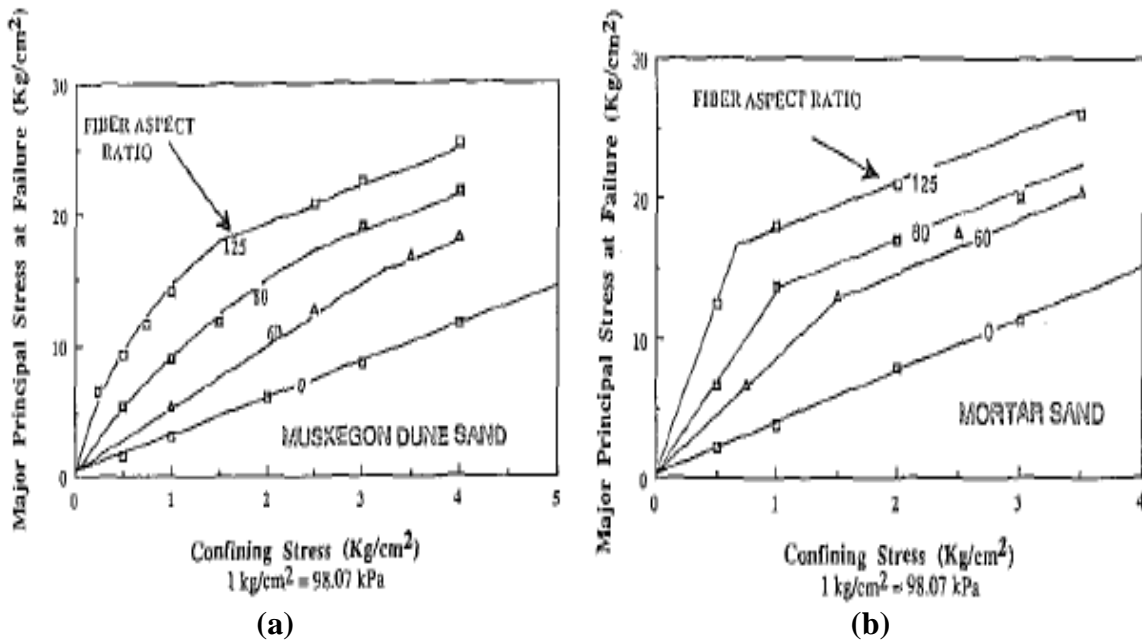
**Figure 1.42** Réponse drainée du sable fin renforcé avec des fibres de polyamide (a) Courbes contrainte déformation (b) déformation volumique (Michalowski et Cermak, 2003).



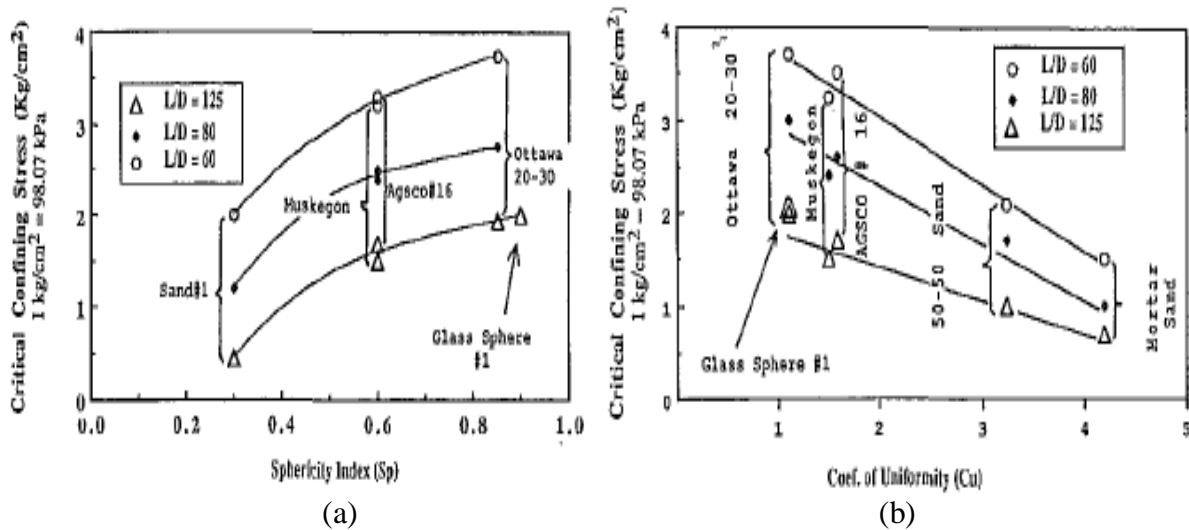
**Figure 1.43** Comportement contrainte-déformation du sable renforcé avec des fibres de polyamide avec différents rapport d'aspect et différents longueurs de fibre (Michalowski et Cermak, 2003).

Les résultats de l'étude expérimentale réalisée par Michalowski et Cermak (2003) a montré qu'une addition de fibres de 2% en volume augmentait la résistance au cisaillement considérablement. Pour les faibles teneurs en fibres, l'effet de renforcement est plus important par rapport au sable grossier. D'autre part, une forte inclusion de fibres a entraîné une augmentation plus importante de la résistance dans le sable grossier.

Maher et Gray (1990) ont effectué 180 essais de compression triaxiale sur des échantillons de sable renforcé de fibres distribué aléatoires dans le cadre du programme expérimental. Les échantillons de sable ont été mélangés avec des fibres à une teneur en eau de 10% pour empêcher les fibres de se séparer. Différents types de sables ont été mélangés avec des fibres naturelles et synthétiques pour déterminer l'effet de la granulométrie du sable et des types de fibres sur le comportement des composites sol/fibre sous chargement statique monotone. Selon les résultats, il est indiqué que les sables arrondis a présenté un comportement linéaire tandis que les sables angulaires ont un comportement bilinéaire tel quel illustrés aux figures 1.44 (a) - (b). Les résultats ont montré que l'augmentation de la résistance fournie par l'ajout de fibres dépend de plusieurs paramètres tels que le rapport de longueur rapport d'aspect et le module de fibre, la teneur en fibre, la taille des grains, granulométrie et la forme. D'après les résultats expérimentaux, il est indiqué que l'augmentation du rapport d'aspect des fibres (L/D) entraîne une diminution du et une augmentation de la résistance au cisaillement Comme le montre la figure 1.45 (a) - (b), l'augmentation du coefficient d'uniformité ou une meilleure gradation du sable se traduit par  $\sigma_{crit}$  plus faible et une résistance au cisaillement plus élevée (Maher et Gray, 1990).

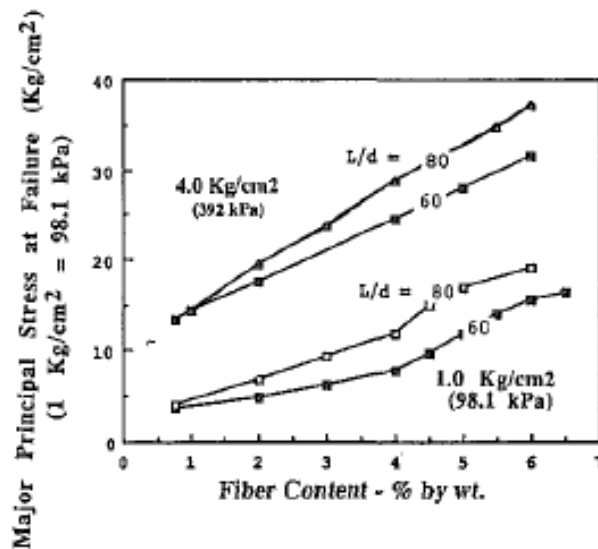


**Figure 1. 44** Enveloppes de contrainte principales provenant d'essais triaxiaux sur sable renforcé : (a) sable dune Muskegon; (b) Sable de mortier (Maher et Gray, 1990).



**Figure 1.45** Influence de la granulométrie sur la contrainte critique de confinement (a) la forme de la particule de sable ; (b) gradation (Maher et Gray, 1990).

Maher et Gray (1990) ont trouvé que pour des contraintes de confinement élevées ou des rapports de forme « aspect » de fibres, l'addition de fibres provoque une augmentation linéaire de la résistance, mais lorsque ces paramètres ont des valeurs faibles, l'augmentation de la résistance atteint une limite supérieure asymptotique. On peut voir ce comportement sur la figure 1.46.



**Figure 1.46** Influence de la teneur en fibres et du facteur de forme sur l'augmentation de la résistance du sable de dune Muskegon (Maher et Gray, 1990).

Ibraim et al. (2010) ont réalisé une série d'essais en laboratoire afin de déterminer le potentiel de liquéfaction du sable propre lâche renforcé avec des fibres courtes et flexibles. Le programme expérimental axé sur le comportement non drainé en compression et en extension

triaxiale. Le sable Houston RF est mélangé avec des fibres flexibles en polypropylène. Il est précisé que ces fibres agissent principalement en tension « traction ». La technique de damage humide est utilisée pour la préparation des échantillons de sable non renforcée et renforcé à une teneur en eau optimale, qui est déterminée à partir des essais de compactage à 10%. Pour la préparation des échantillons, le poids du sable était maintenue constant et les teneurs en fibres utilisées pour les tests de compression étaient de 0,3%, 0,6% et 0,9%, tandis que les teneurs en fibres utilisées pour les tests d'extension étaient de 0,3% et 0,6%. Le programme expérimental comprenait la compression triaxiale drainée et non drainée et les tests d'extension sur des échantillons isotropiquement consolidés. Les pressions de consolidation sont de 30, 100 et 200 kPa ont été utilisés pour les tests. Les spécimens étaient saturés d'eau par une contre-pression jusqu'à 300 kPa et l'utilisation de la méthode de CO<sub>2</sub>. L'homogénéité de La forme de l'échantillon a été conservée bien au-delà des 20% de déformation axiale en compression et 10-12% de déformation axiale en extension. Il est indiqué que p et q sont respectivement la contrainte moyenne totale et le déviateur de contrainte agissent sur le composite

$$p=p^*+u \quad (1.1)$$

où p\* est la contrainte moyenne effective et u est la pression interstitielle. Le déviateur de contrainte sur les éprouvettes est noté q\*. Les variables de déformation sont la déformation volumétrique  $\epsilon_v$  et la déformation de cisaillement  $\epsilon_q$ . Les relations entre ces déformation et les contraintes axial et radial sont:

$$p = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3} \quad (1.2)$$

$$q = \sigma_a - \sigma_r \quad (1.3)$$

$$\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r \quad (1.4)$$

$$\epsilon_q = \frac{2}{3}(\epsilon_a - \epsilon_r) \quad (1.5)$$

Les indices a et r représentent respectivement les composantes axiales et radiales. Si  $q^*/p^*=M$ , l'angle de frottement de Mohr-Coulomb mobilisé  $\phi_m^*$  est défini comme suit:

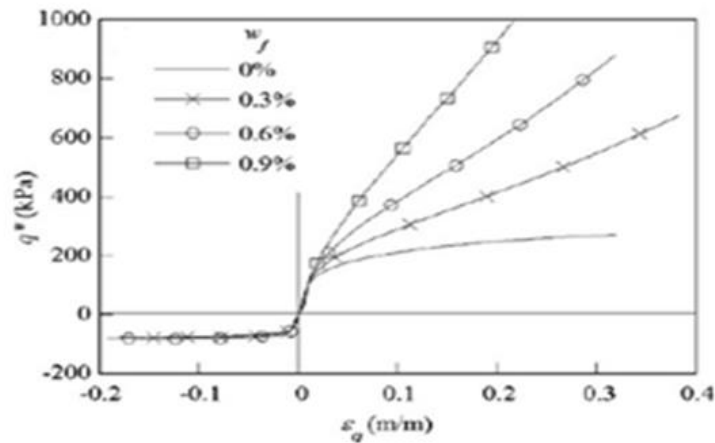
$$\text{Sin}\phi_m^* = \frac{3Mc}{6+Mc} \quad (1.6)$$

$$\text{Sin}\phi_m^* = \frac{-3Mc}{6+Mc} \quad (1.7)$$

Les essais de compression triaxiale drainée et d'extension ont été réalisés de manière isotrope les échantillons consolidés non renforcés et renforcés à une pression de consolidation de 100 kPa et les résultats sont présentés dans la figure 1.47. Comme il est montré, à 20% de

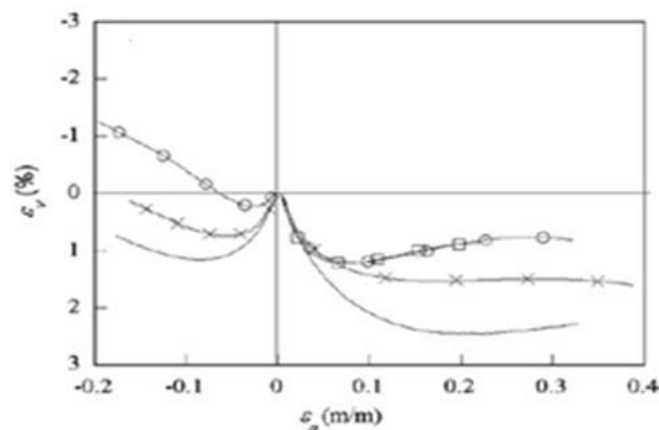


déformation axiale et avec une teneur en fibres de 0,9%, l'augmentation de déviateur de contrainte était de près de 300% comparé avec le sable non renforcé. Il est indiqué que la capacité des fibres à résister à la tension « pression » sans déformations plastiques fourni une augmentation significative de la résistance pour le mélange de sable-fibre (Ibraim et al., 2010).



**Figure 1.47** Résultats du déviateur de contrainte-déformation pour la compression drainée et l'extension des essais triaxiaux (Ibraim et al., 2010).

Selon les résultats des tests d'extension triaxiaux, on peut le voir d'après la figure 1.47 que les relations contrainte-déformation pour les spécimens renforcés étaient similaires à celles de sable non renforcé. Les résultats présentés dans la figure 1.48. Ont également montré que la déformation volumétrique du composite sable/fibre est affectée par la présence de fibres qui causent un mécanisme de densification apparente dans la matrice du sable. Il est indiqué que le potentiel de la liquéfaction statique peut être affectée par le changement de la réponse volumétrique de contractive pour le sable non renforcé à dilatée pour le sable renforcé (Ibraim et al., 2010).



**Figure 1.48** Comportement volumétrique en compression drainée et en extension triaxiale tests (Ibraim et al., 2010).

Ibraim et al. (2010) ont également effectué des essais triaxiaux en compression monotone non drainée et en extension sur des échantillons de sable non renforcés et renforcés. Pour les éprouvettes non renforcés, en compression et en extension, un comportement typique d'une liquéfaction statique a été observé. La génération de la pression interstitielle et une diminution continue de la contrainte moyenne effective suivie par l'atteinte rapide de la valeur au pic, une chute brutale de déviateur de contrainte et de l'état d'équilibre alors que la déformation se poursuit. Les résultats ont montré que les fibres convertissaient le comportement d'adoucissement de la déformation (typique pour des sables lâche non renforcé) dans un comportement d'écroutissage tant pour deux essais la compression et à l'extension et empêchant ainsi la liquéfaction monotone. Il est également noté qu'une plus grande quantité de fibres était nécessaire pour empêcher la liquéfaction en extension. L'angle de frottement mobilisé  $\phi_m^*$ , augmente avec le cisaillement pour les échantillons renforcés avec une teneur en fibres comprise entre 0,3 et 0,9% en compression triaxiale. Également à la fin des expériences, le sable renforcé maintient une certaine stabilité même après le retrait de sa membrane. Cela montre que les inclusions de fibres limitent la diffusion latérale du sol, ce qui est accepté comme l'un des résultats de liquéfaction.

D'autre part, le comportement de la liquéfaction des sols renforcés a reçu une récente attention pour évaluer l'efficacité du renforcement par fibres comme une nouvelle issue pour prévenir et améliorer la résistance à la liquéfaction de sol. Afin de bien comprendre l'effet des fibres et de la densité du sable sur la résistance à la liquéfaction statique sur le renforcement sable/fibres. Une série des essais non drainés ont été effectués par (Jin et al. 2011) sur les échantillons saturés à une teneur en eau de 10% avec 0.2, 0.4, 0.6 et 0.8% de fibres à différentes densités relative de sable (lâche, moyen et dense).

Les résultats indiquent que les sables lâches renforcés n'ont été pas influencé par la présence des fibres, cependant, pour les échantillons denses et moyennement denses, la présence des fibres affecte clairement le comportement non drainé. Les spécimens non améliorés ont montré une diminution continue de résistance au cisaillement après la rupture, alors que les spécimens améliorés ont montré une fluctuation même après la rupture au cisaillement, et ces fluctuations deviennent plus résistantes avec l'augmentation du pourcentage des fibres. La résistance au cisaillement au pic augmente avec des fibres, spécialement dans le sable dense. Après le cisaillement, tous les échantillons renforcés et non renforcés maintiennent leur stabilité, alors que les échantillons lâches montraient un effondrement complet de la structure.

La présence des fibres peut limiter ainsi ou même empêcher l'occurrence de la diffusion latérale cela est souvent observé en sable non renforcé ces résultats sont en concordance avec ceux de Ibraim et al. (2006).

Ibraim et al. (2010) ont signalé que, lorsque les contraintes de confinement augmentent, le facteur de compression la résistance du sable renforcé semble augmenter linéairement avec la concentration de fibres. Pour les faibles valeurs du stress confinant, cette augmentation se rapproche d'une limite supérieure asymptotique. En outre, pour une concentration de fibres donnée, la force, exprimée par la contrainte principale à la rupture, augmente linéairement avec le rapport de forme des fibres, c.-à-d. longueur de la fibre sur le diamètre de la fibre. Il a également été noté que pour un confinement donné contrainte, la résistance du sable renforcé augmente avec la réduction du grain moyen taille  $D_{50}$ .

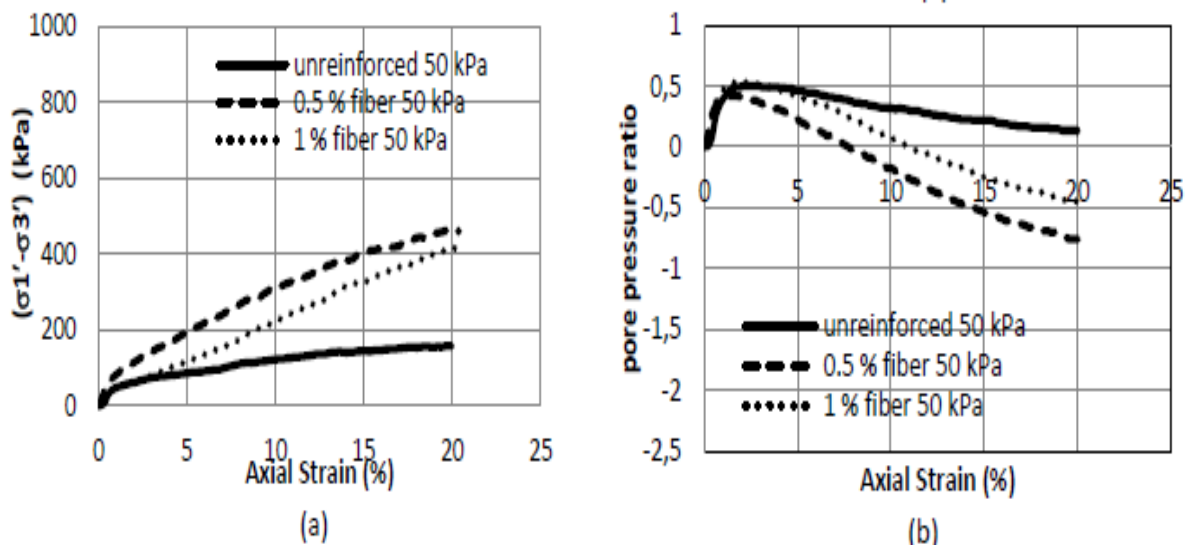
Noorzad et Zarinkolaei, (2015) ont étudié le comportement du sable renforcé par des fibres de polypropylène. 40 essais triaxiaux ont été effectués sur le sable des plages côtières de Babolsar, une ville du nord de l'Iran. Le effet de paramètres tels que la teneur en fibres, la longueur de la fibre et la pression de confinement sur le comportement du sable Babolsar a été étudié. Dans cette étude, quatre teneur en fibres (0, 0,25, 0,5 et 1%), trois longueurs différentes de fibres (6, 12 et 18 mm) et de quatre pressions de confinement (50, 100, 200 et 400 kPa) ont été utilisées.

Les résultats des tests montrent que l'inclusion de fibres a un impact significatif sur le comportement du sable. En essais de cisaillement direct et triaxial, l'ajout de fibres a amélioré les paramètres de résistance au cisaillement ( $C$ ,  $\phi'$ ), le pic de résistance au cisaillement accrue et la déformation axial à la rupture et limite également la quantité de post-pic réduction de la résistance au cisaillement. La comparaison du test et les résultats ont révélé qu'en raison d'une meilleure orientation de la fibre vers la direction de la déformation principale en traction dans l'essai triaxial comparé aux essais de cisaillement direct, l'efficacité de la fibre et son effet sur le comportement du sol est beaucoup plus important en triaxial spécimens. Les mêmes résultats ont été trouvés par (Choobbasti et al, 2019).

Dans la littérature, il existe une quantité considérable de données expérimentales sur les essais triaxiaux drainés sur des sables renforcés de fibres; Cependant, les données concernant les conditions de chargement non drainées sont très rares, ce qui prouve que la présence de fibres améliore absolument le comportement de résistance au cisaillement non drainé des sables

saturés en vrac en diminuant les pressions de l'eau dans les pores et en modifiant le comportement contrainte-déformation en assouplissement.

Erdogan et Altun, (2015) Dans le cadre de leur étude, un programme d'essais triaxiaux consolidé non drainé (CU) a été mené sur des échantillons de sable à l'état lâche ( $D_r=25\%$ ) renforcés par des fibres de polypropylène afin de voir la contribution de leur effet sur le comportement non drainé des sables renforcés de fibres. Les échantillons ont été testés sous des pressions de consolidation effectives de 50, 100 et 200 kPa et à deux différentes teneur en fibres (0,5% et 1% en poids sec du sable). Les résultats (figure 1.49) ont montré que la présence de fibres entraînait une diminution considérable des surpressions interstitielles tout en contribuant à augmenter les déviateurs de contrainte des échantillons. Cela ne serait possible que si la matrice de sable et la phase des fibres contribuaient toutes les deux à l'état de contrainte déviatorique et hydrostatique des échantillons renforcés, ce qui dépend absolument du niveau de déformation. Das Santos et al. 2010, ont prouvé que le renforcement par fibre est plus prononcé à grandes déformation ( $\epsilon_1$ ).



**Figure 1.49** Comportement du sable lâche en condition non drainé (a) variation du déviateur de contrainte (b) variation de la surpression interstitielle (Erdogan et Altun, 2015).

## 1.8 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre la première partie de l'étude bibliographique sur le comportement des sols granulaires sous chargements monotones et cycliques afin d'avoir une bonne compréhension sur l'étude de l'instabilité des sols granulaires. Les études présentées dans la littérature montrent que les milieux granulaires tels que les sables et les sables limoneux, saturés ou déposés dans des dépôts sous-marins, sont les sols les plus susceptibles à

la rupture par liquéfaction. Plusieurs paramètres intervenant sur le potentiel de liquéfaction sont reportés dans la littérature comme la densité relative, la contrainte de confinement, la teneur en fines, l'histoire de pré-chargement, etc.

La deuxième partie de l'étude bibliographique décrit les différentes techniques de renforcement des sols vis-à-vis des recherches antérieures et des méthodes actuelles. Différentes méthodes d'amélioration ont été développées selon le type des sols rencontrés., et plus particulièrement les techniques de renforcement des sols par des fibres.

La troisième partie présente Actuellement, l'amélioration des sols par l'inclusion des fibres est devenue la technique la plus utilisable par rapport à d'autres méthodes d'amélioration. Cette méthode est économique, ne nécessite pas de moyens particuliers pour la mise en place et pourrait être appliquée à plusieurs types des sols.

Selon les résultats des différents travaux de recherche menés, les fibres peuvent améliorer la résistance à la liquéfaction des sols sableux. Cette amélioration dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du renforcement et au sol. Ce procédé permet la réalisation d'ouvrages tels que des murs de soutènements sous chaussée, la stabilisation de pentes, couches de chaussées renforcés, talus de chemin de fer, protection des pentes et des fondations et contre le phénomène de la liquéfaction.

Dans les prochains chapitres, il sera présenté le travail expérimental réalisé dans le cadre de cette thèse, avec l'utilisation d'un renforcement pour l'amélioration du comportement à la liquéfaction statique des sables.

## **CHAPITRE 2 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE**

## 2.1 Introduction

L'étude du comportement des sols granulaires renforcé et non renforcé nécessite la réalisation des essais en laboratoire en utilisant des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire fiable.

Dans ce chapitre, on présente d'abord le dispositif expérimental utilisé, il s'agit de la cellule triaxiale qui permet de réaliser des essais de bonne qualité nous allons définir toute les étapes principales pour effectuer un essai de cisaillement à l'état sec et humide. Le chapitre décrit également le mode opératoire suivi et donne les caractéristiques des matériaux étudiés.

## 2.2 Dispositif triaxial

L'appareil triaxial de révolution a été utilisé pour la réalisation de l'ensemble des séries d'essais de cette étude. Cet appareil est l'un des plus utilisés dans les études en géotechnique vus les avantages qu'il présente :

- la possibilité d'appliquer des contraintes principales,
- l'utilisation d'échantillons cylindriques faciles à fabriquer et à manipuler,
- la simplicité de contrôle du drainage et de la mesure de la pression interstitielle,
- la facilité des mesures des déformations axiales et volumiques,
- la facilité de détermination, en plus de la résistance triaxiale et la rigidité, les paramètres de compressibilité et de perméabilité, la propagation d'ondes et les paramètres dynamiques.

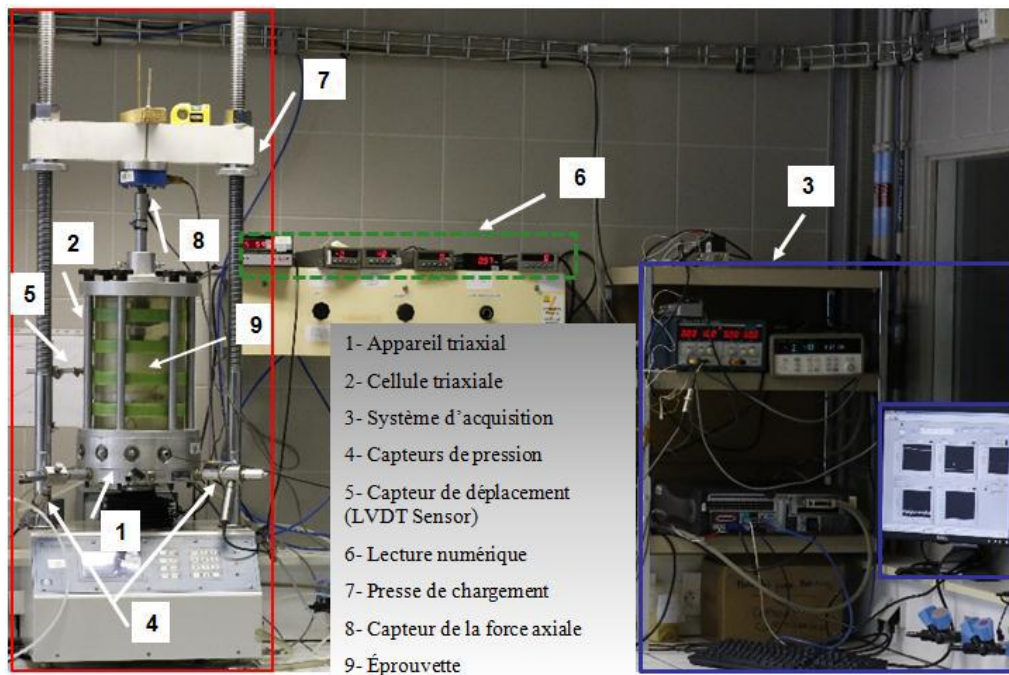
Le dispositif expérimental utilisé dans cette étude se trouve au niveau du laboratoire Navier-Géotechnique de l'école des Ponts Paris-Tech en France voir (figure IV.1). Cet appareil est composé des éléments suivant :

- Une cellule triaxiale classique de taille moyenne (éprouvette de 100 mm de diamètre) placée sur une presse électromécanique, de marque TRI-SCAN de 50 Kn dont le plateau peut être piloté en déplacement;
- un dispositif de désaération d'eau;
- des Cellules air/eau pour l'application des pressions (confinement et contre-pression) ;
- deux capteurs de force : un interne et un externe. On utilise pour nos essais le capteur de force interne de marque GDS et d'une capacité de 32 kN;
- un capteur de déplacement de type LVDT pour la mesure du déplacement axial (gamme de mesure de 40 mm);
- trois capteurs de pression : pression de cellule, pressions interstitielles haute et basse ;
- un système d'acquisition et de traitement des données, développé sous Labview.

-des systèmes de saturation, de consolidation, de mesure et de contrôle et d'acquisition de données par ordinateur.

La presse électromécanique permet l'application de déformations axiales avec des vitesses comprises entre quelques microns par minute et 4 mm/min. La pression maximale de confinement applicable est limitée à 1700 kPa.

L'acquisition des données et le contrôle d'essais sont entièrement automatisés. L'ensemble des capteurs était relié à un ordinateur via une centrale d'acquisition. Un logiciel d'acquisition et de traitement des données permettait de visualiser les mesures par l'intermédiaire de graphiques ou par une lecture directe des valeurs. (Voir figure 2.4)



**Figure 2.1** vue de la cellule avec ses dispositifs annexes.

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm.

Le schéma de la cellule triaxiale est présenté sur la Figure 2.2. Elle comprend une embase inférieure placée à la base de la cellule, une embase supérieure et l'éprouvette de sol de forme cylindrique qui est posée entre les deux embases munies de deux pierres poreuses. Les embases sont perforées pour assurer le passage de l'eau dans l'éprouvette. La cellule est également équipée d'un capteur de force relié à un piston qui assure le contact avec l'éprouvette et des capteurs de pression.





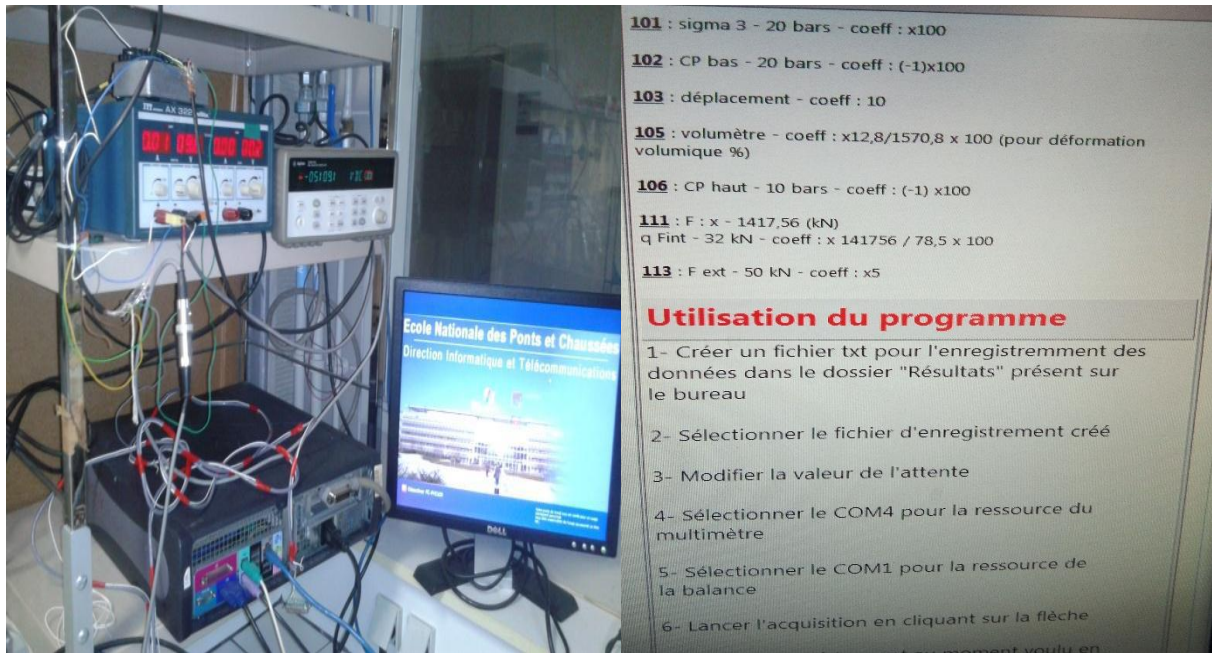


Figure 2.4 Système de pilotage et d'acquisition.

## 2.3 Procédure d'essai :

### 2.3.1 Préparation et la mise en place de l'échantillon

Les échantillons utilisés sont cylindriques de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur. Tout d'abord on pose un papier filtre sur l'embase inférieur (orifice de drainage) afin de les protéger. Une pierre poreuse est posée au-dessus de chaque embase, puis on procède à la préparation de l'échantillon d'après le mode opératoire suivant :

- mise en place de la membrane en latex,
- mise en place du moule,
- remplissage du moule par le matériau,
- mise en place de la cellule.

La masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée (le volume initial de l'échantillon est connu), l'état de densité de l'échantillon étant défini par la densité relative :

$$ID = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad (2.1)$$

$$e = ID (e_{\min} - e_{\max}) + e_{\max} \quad (2.2)$$

L'indice des vides « e » est donné par la formule :  $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} - 1 \quad (2.3)$

A partir de (2.3) on obtient  $v_s = \frac{V_t + \gamma_s}{1 + e}$

et le poids volumique des grains «  $\gamma_s$  » est défini par la formule :  $\gamma_s = \frac{m_s}{V_s}$

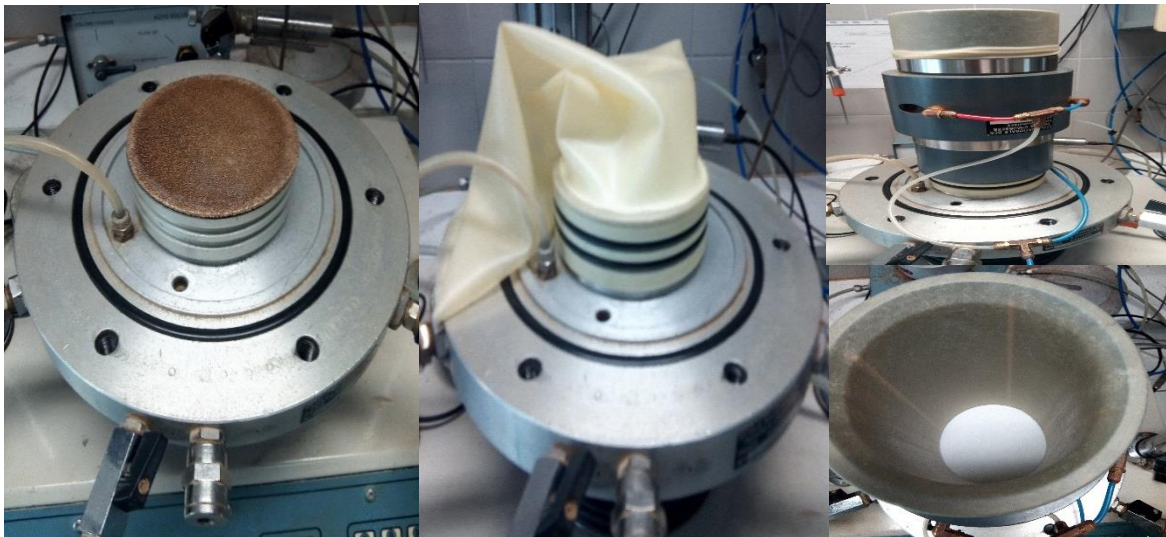
$$\text{ce qui donne } m_s = \gamma_s \times V_s \quad (2.4)$$

on obtient le masse totale de l'échantillon qui est égale à :

$$m_s = \frac{Vt \cdot \gamma_s}{1 + e_{max} - Id \cdot (e_{max} - e_{min})} \quad (2.5)$$

Après avoir déterminée la masse du sol en pesant des couches de même poids, on passe à la phase de préparation de l'échantillon. Les échantillons testés sont de forme cylindrique de diamètre  $D=100$  mm et d'une hauteur  $H=200$  mm (élancement  $H/D=2$ ).

On met en place la membrane neuve et étanche de 0,3 mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour assurer une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement qui sera fixée par des joints toriques avec l'embase. Ensuite, on place le moule sur l'embase inférieure et on le serre avec un collier. La membrane est plaquée sur la surface intérieure du moule par l'application d'une dépression d'air créée par une pompe à vide afin de maintenir la membrane lors du remplissage du moule.



**Figure 2.5** Mise en place de la membrane et du moule.

Le matériau est ensuite divisé en 10 couches de 20 mm d'épaisseur chacune (figure 2.6). Un soin particulier a été pris pour éviter toute ségrégation de particules, puis le sable humide ou bien sec a été placé dans le moule divisé et ensuite compacté avec soin à une hauteur prédéterminée pour atteindre la densité cible.



**Figure 2.6** Préparation des échantillons par couche : division en 10 couches.

Le compactage a été effectué à la main avec une tige verticale graduée et une petite règle horizontale amovible permettant de contrôler la hauteur souhaitée en butée contre les bords du moule (figure 2.7).



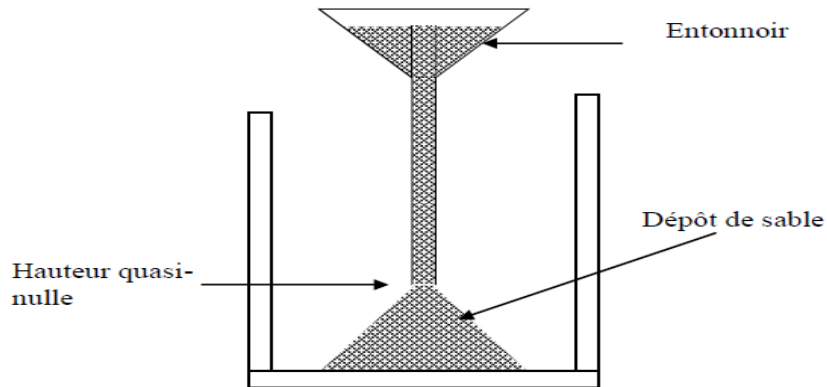
**Figure 2.7** compactage de l'échantillon.

La mise en place de l'échantillon pourrait s'effectuer par plusieurs méthodes de déposition rapportée dans la littérature (Della et al. 2011). Ces méthodes ont été développées afin de préparer des échantillons selon les conditions de leurs états initiaux.

Dans cette étude on a utilisé deux méthodes de déposition ces méthodes ont été utilisées par Della et al. 2016 à savoir la pluviation (déversement) à sec (**PS**) et le damage humide (**DH**).

- **Le dépôt à sec**

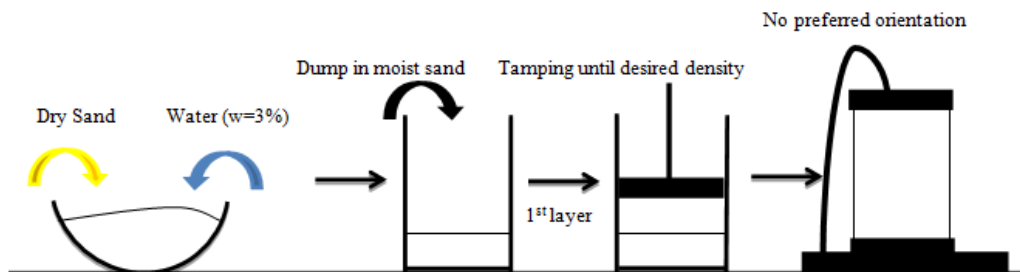
Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur, cette méthode consiste à remplir en continu le moule de fabrication par déversement en pluie du sable sec. Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle. (Della et al, 2012). Cette technique permet de former des échantillons du sable avec des densités relatives les plus faibles. Cependant, on utilise une dameuse et ou on frappe à l'extérieur du moule pour avoir des densités élevées (Figure 2.8).



**Figure 2.8** Préparation par déversement à sec.

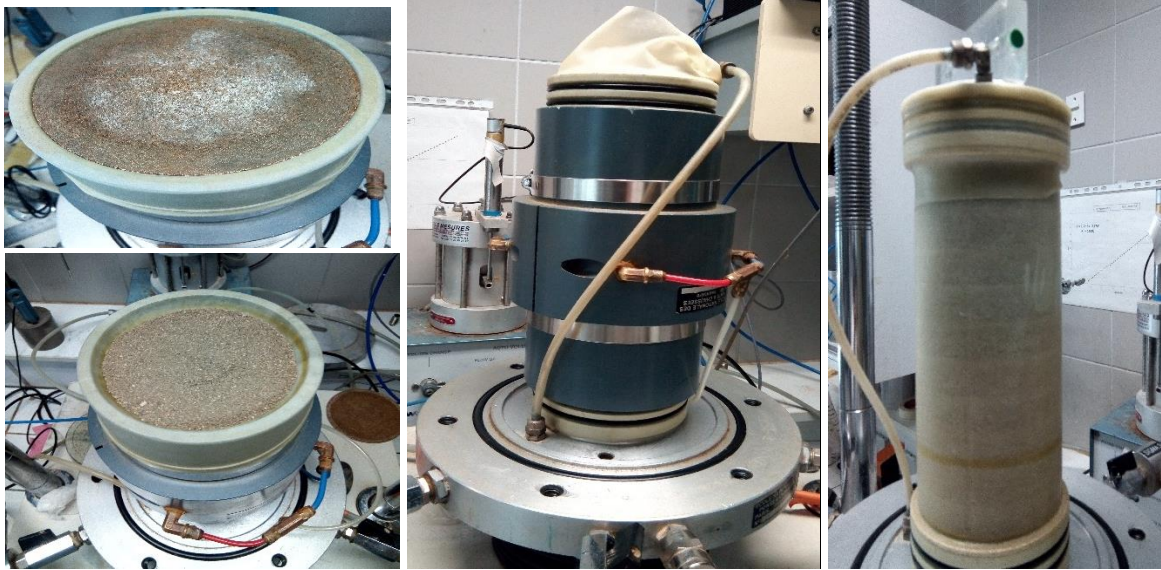
- **Damage humide**

Cette méthode consiste en une déposition du sol humide dans le moule préparé avec une teneur en eau initiale. Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope (Figure 2.9). La teneur en eau de notre étude la teneur en eau égale à 2, 3 et 5%. La teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ) est déterminée au moyen de l'essai Proctor correspondant à la densité maximale ( $\gamma_{d_{max}}$ ). Cette méthode est très commode pour la préparation des échantillons de sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.



**Figure 2.9** Préparation par damage humide.

Une fois que le moule est rempli par l'une de ces méthodes, la seconde pierre poreuse est placée, de même que la base supérieure sur laquelle la membrane est retournée et fixée à l'aide d'un joint torique. Le processus de démoulage est réalisé en appliquant une légère pression négative (-20 kPa) qui aspire l'air à l'intérieur de l'échantillon pour maintenir ce dernier après démontage du moule. Si la contrainte de consolidation choisie est plus petite, la pression à appliquer doit être plus petit, sinon l'échantillon sera sur-consolidé (figure 2.10).



**Figure 2.10** Démoulage de l'échantillon.

### 2.3.2 Saturation de l'échantillon

Après le démontage de moule, la cellule est mise en place et remplie d'eau. On applique une contrainte de confinement initiale  $\sigma_3 = 25$  kPa pour pouvoir enlever la contre pression appliquée à l'intérieur de l'éprouvette puis ensuite on passe à la saturation de l'échantillon.

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Ducan (1973). Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage et l'échantillon à faible débit pendant un certain temps, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. On fait passer du gaz carbonique CO<sub>2</sub> à très faible débit égale à 15

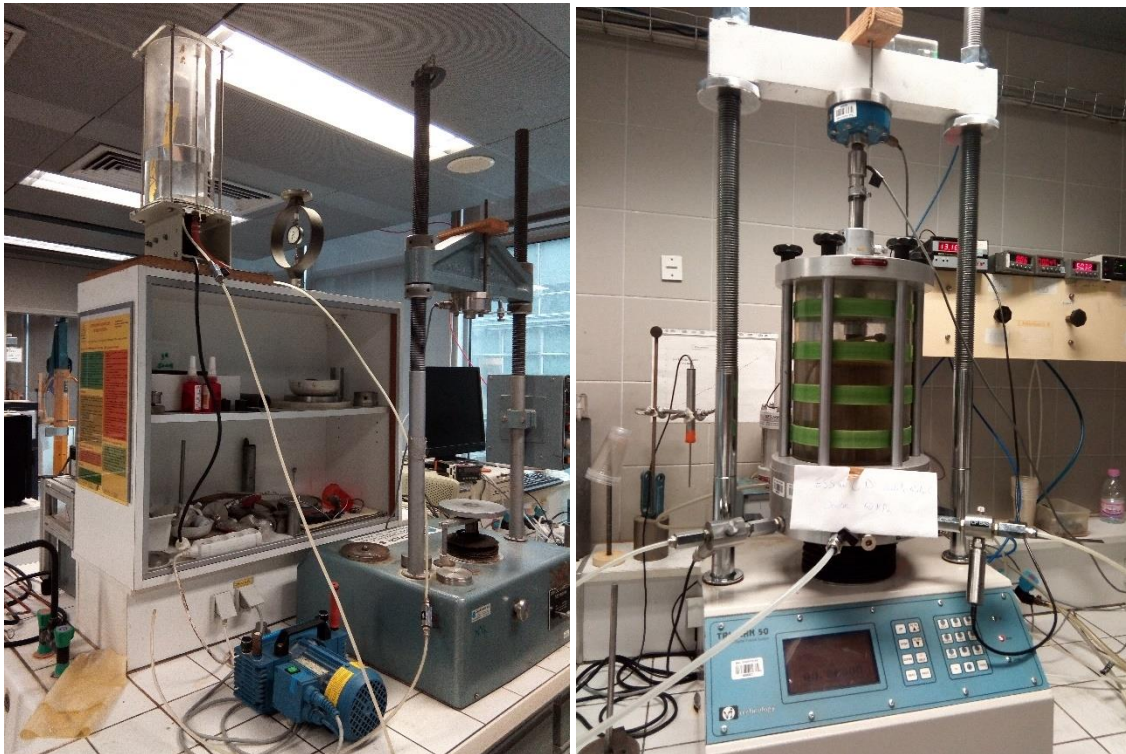
kPa (fournie par une bouteille de CO<sub>2</sub> muni d'un manomètre pouvant régler le débit). Le débit est contrôlé en sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. L'étape dure environ 10 minutes.



**Figure 2.11** Gaz carbonique

On répète ces étapes en remplaçant le gaz par de l'eau désaérée et déminéralisée du réservoir on sature l'échantillon avec une pression de confinement  $p'_c=50$  kPa. L'état de saturation est vérifié par la mesure du coefficient de Skempton  $B = \Delta u / \Delta P_{cell}$  Pour les sols sableux l'état de bonne saturation des échantillons est estimé à  $B=90\%$  et l'amélioration de la saturation pour les échantillons non saturés est assurée par une augmentation par palier des contre pressions à l'intérieur et une pression autour de l'éprouvette. Et on calcul encore le coefficient de saturation, L'échantillon est pratiquement saturé quand le B est supérieur à 98%. Dans cette étude on atteint une contre pression de 200 kPa.

La valeur finale de la contre-pression appliquée dépend du degré de saturation obtenu. Si la valeur obtenue ne convient pas pour effectuer le test, la contre-pression est à nouveau augmentée. En règle générale, l'échantillon est considéré saturé lorsque le coefficient B de Skempton est supérieur à 0,96. Dans notre cas, la valeur B était égale ou supérieure à 0,98 dans tous nos tests.



**Figure 2.12** Saturation de l'échantillon.

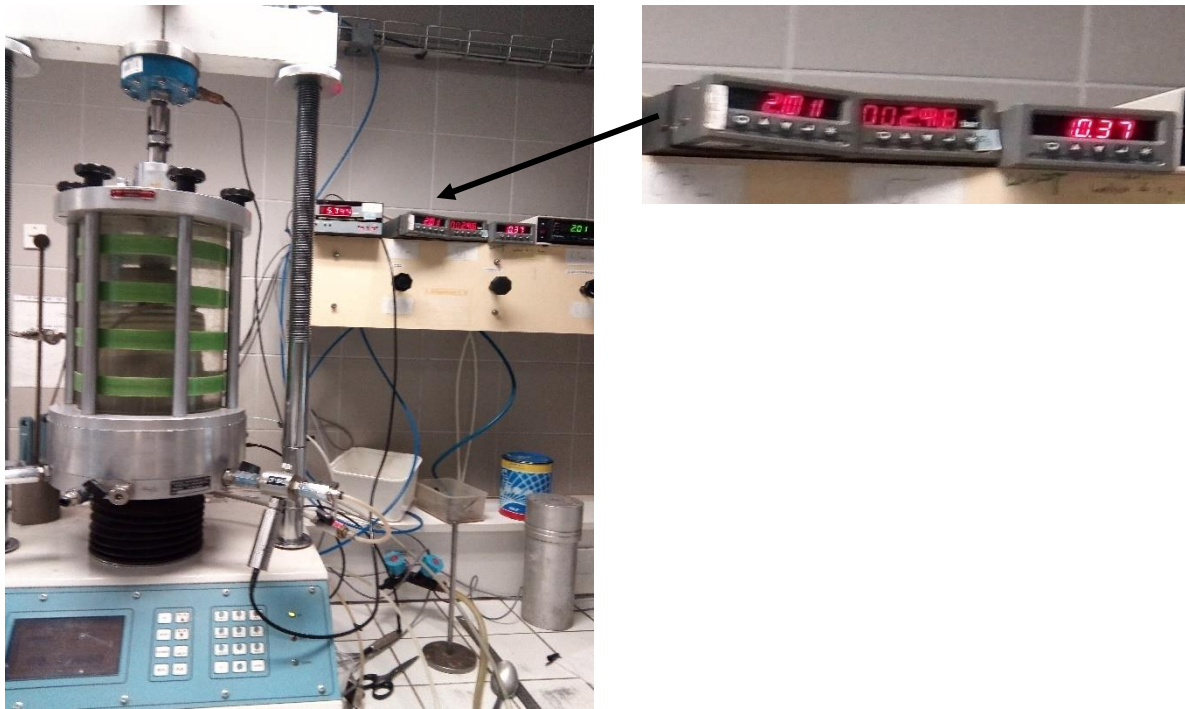
### 2.3.3 Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer simultanément une montée de pression dans la cellule. L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du améliore la qualité de la saturation en comprimant les micro-bulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnés entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon). Tout en respectant la valeur de la pression de confinement initiale par exemple contre pression est égale à 200 kPa la pression de confinement  $p'_c=250$  kPa.

La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton (B). Ce coefficient est égal à  $\Delta u/\Delta \sigma$ . Pour notre travail, les essais sont poursuivis si le coefficient B est supérieur à 90%. La pression de confinement utilisée est de 50, 100 et 200 kPa.

L'étape de consolidation permet d'amener l'échantillon à l'état de contrainte effectif requis avant le cisaillement. Elle est généralement effectuée en augmentant la pression de la cellule tout en maintenant une contre-pression constante (souvent égale à la pression dans les pores atteinte lors du contrôle B de saturation final). Si la contrainte de consolidation requise pour la réalisation du test est égale à 100 kPa, le spécimen est déjà consolidé et il est donc prêt pour le cisaillement. Cependant, si la valeur de contrainte de consolidation souhaitée est supérieure à 100 kPa, il est nécessaire de l'augmenter progressivement jusqu'à atteindre la valeur souhaitée.





**Figure 2.13** Consolidation à  $p'_c=100\text{kPa}$ .

### 2.3.4 Cisaillement

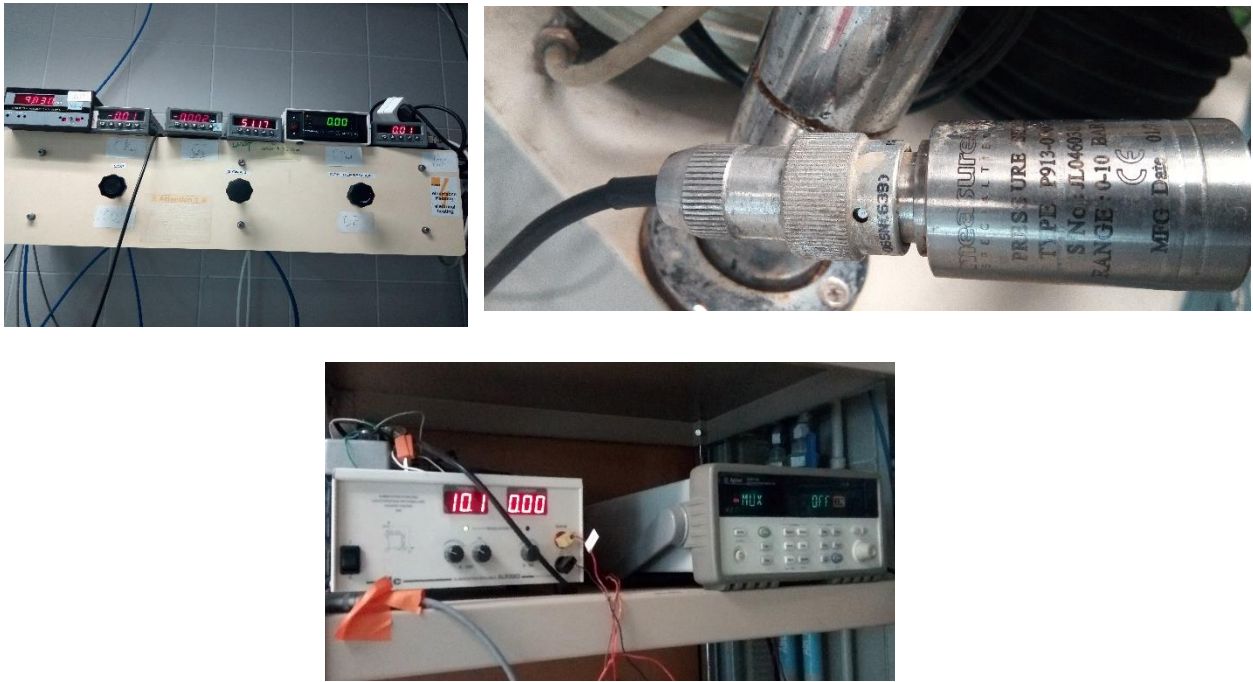
Le cisaillement de l'échantillon est effectué après que le contact entre le piston et la tête de l'échantillon est atteint. Cette opération est facile à effectuer lorsque le dispositif de chargement est en mode déplacement. En fait, la diminution du piston doit être maintenue suffisamment faible pour permettre un contact doux et ne pas écraser l'échantillon. Assurez-vous que le robinet de drainage est fermé pour les tests non drainés et le cas contraire pour les essais drainés avant le test. Les tests monotones ont été effectués à une vitesse axiale égale à 0,25% par minute, ce qui correspond à un déplacement de 0.5 mm / min et ils sont continués à une déformation axiale de 18%. Le cisaillement par compression se fait en augmentant le déviateur de contrainte jusqu'à la rupture, les pressions et les déformations appliquées et produites durant l'essai sont mesurées à l'aide des capteurs et contrôleurs. On prend ainsi en considération le type de drainage et le voltmètre pour l'étude du comportement drainé et non drainé. (Figure 2.14)



**Figure 2.14** Cisaillement.

### **2.3.5 Mesure et acquisition des données**

L'essai triaxial est équipé de plusieurs capteurs qui permettent de mesurer la force appliquée par l'actionneur (capacité  $\pm 50$  kN), le déplacement vertical ( $\pm 150$  mm), la pression de confinement de la capacité (0-2 MPa) et la pression interstitielle. Ces transducteurs sont connectés à l'ordinateur. Un logiciel d'acquisition et de traitement de données permet de visualiser pendant le test l'évolution des différents paramètres du test. Les valeurs de force au cours des tests permettent de calculer la contrainte de déviation  $q$ , étant donné que les dimensions de l'échantillon sont connues. La pression de confinement et la pression interstitielle permettent également de calculer les contraintes effectives dans un essai non drainé et drainé. La déformation axiale peut être calculée en utilisant les valeurs du déplacement enregistré pendant le test (LVDT).



**Figure 2.15** Acquisition des données.

### **2.3.6 Démontage d'échantillon :**

A la fin d'essai, les pressions appliquées sont enlevées par palier (en gardant toujours la pression latérale plus élevée que la pression interstitielle  $u$ ). La cellule est puis vidée et démontée. L'échantillon est enlevé, et la quantité de sable avec l'eau est précisément versée dans un récipient (les différents composants de la cellule, ainsi que la membrane doivent être bien nettoyés des grains de sable), puis elle a été pesée avant de la mettre dans une étuve à 105°C. Enfin, après 24 heures la quantité de sable sec est pesée afin d'avoir la masse sèche (masse des solides). Même les capteurs et les pierres poreuses de l'appareil doivent être bien nettoyés à l'aide d'un compresseur.

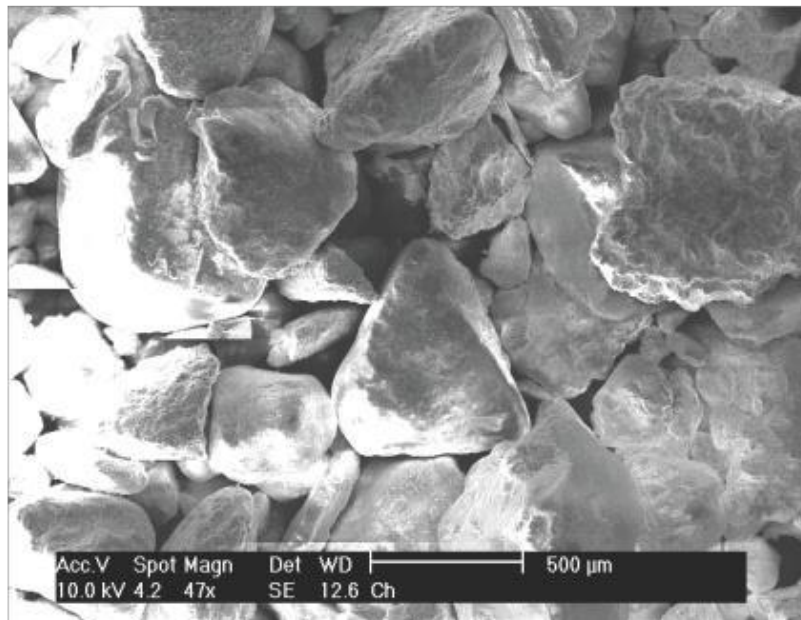
## **2.4 Matériau Utilisé**

### **2.4.1 Sable naturel**

Le sable d'oued Chlef est un sable de référence très utilisé en laboratoire de Chlef LSME dès le séisme de 1980 et, de nombreuses recherches ont été réalisées sur ce sable [Della et al. (2010), Belkhatir et al. (2012), Arab et al. (2011)] dont le but de bien comprendre le comportement mécanique et d'étudier leur amélioration sur la résistance à la liquéfaction. Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville de Chlef extrait directement des bords de l'oued. La vue microscopique du matériau examiné est montrée sur les figures 2.17.



**Fig. 2.16** Site du prélèvement des échantillons étudiés (Source : Google Maps).



**Fig. 2.17** Vue microscope optique des particules du sable naturel de Chlef.

Le sable de Chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen  $D_{50} = 0,55\text{mm}$ , contenant environ 20% de fines (limon de Chlef) de faible plasticité ( $I_p = 7\%$ ) selon la classification LPC des sols fins en laboratoire « Diagramme de plasticité ». Il s'agit d'un sable limoneux moyen avec un diamètre moyen. La figure 2.19 montre la courbe granulométrique du matériau utilisé.

Dans cette étude on a utilisé un seul type de sable de chlef naturel. Le tableau 2.1 donne les caractéristiques de ces deux types de sables. C'est un sable limoneux moyen à granulométrie étalée selon la classification LCPC, dont les propriétés sont les suivantes :

Les principales caractéristiques du sable de Chlef ont été données par la courbe granulométrique qui a été obtenues par la granulométrie laser (figure 2.19)

La granulométrie laser est réalisée à l'aide d'un appareil d'analyse par diffraction laser qui permet d'étudier la distribution de la taille des particules présentés dans les échantillons. Cette technique peut être très précise et offre des avantages de vitesse et de coût par rapport à de nombreuses autres méthodes lorsqu'elle est utilisée pour analyser des mélanges de sable, de limon et d'argile.

Le principe de cet appareil est basé sur l'utilisation des diagrammes de diffraction et de la diffusion d'un faisceau laser passant à travers un objet dont la taille varie de quelques nanomètres à quelques millimètres. Il mesure donc rapidement les dimensions géométriques d'une particule.

La lumière d'un laser est projetée sur un nuage de particules en suspension dans un dispersant. Les particules dispersent la lumière, plus les particules sont grosses, plus les angles de diffusion sont petits. La lumière diffusée est mesurée par une série de photodétecteurs placés à différents angles. C'est ce que l'on appelle le motif de diffraction pour l'échantillon. Le diagramme de diffraction peut être utilisé pour mesurer la taille des particules. Les résultats obtenus permettent de tracer une courbe (figure 2.19), appelée distribution granulométrique (distribution volumétrique). Une vue de cet appareil est illustrée dans la figure 2.18 ci-dessous.



**Fig. 2.18** Vue de l'appareil d'analyse de diffraction laser.

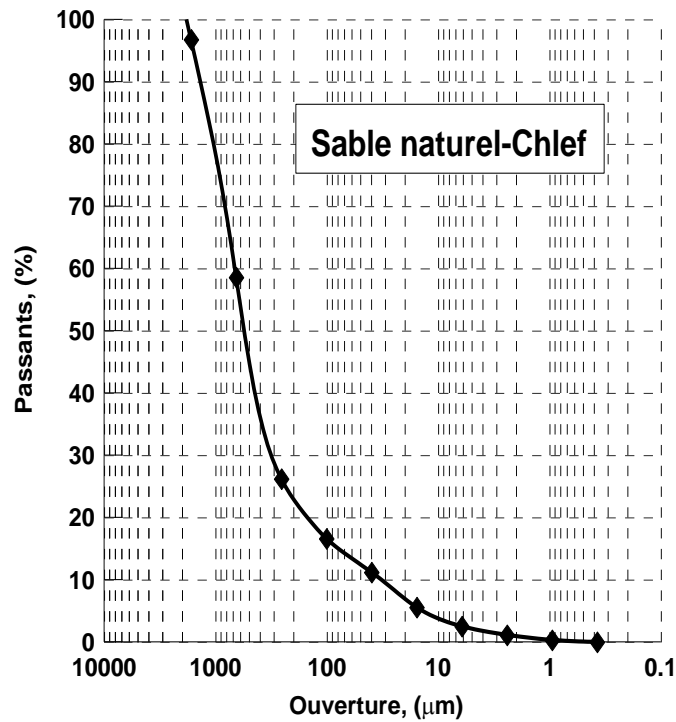


Fig. 2.19 : Courbe granulométrique du sable naturel de Chlef.

Tableau 2.1 : Propriétés du sable utilisé.

Propriétés	Sable Naturel	Limon
Masse spécifique des grains solide $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.67	2.58
Diamètre moyen, $D_{50}$ (mm)	0.55	-
Coefficient d'uniformité $C_u$	17.5	-
$e_{max}$	0.99	2.11
$e_{min}$	0.68	1.17
Coefficient d'uniformité $C_u$	17.5	-
Forme des particules	Arrondie	-
Limite de liquidité/plasticité (%)	-	32.6 / 25.5
Classification USCS	SL (SM)	-

Le tableau 2.2 mentionnant la composition chimique de ces sables composés essentiellement de silice.

**Tableau 2.2** Analyse chimique du sable naturel de Chlef (Arab, 2008).

Compositions (%)	sable
Teneur en Silice (SiO <sub>2</sub> )	55.89
Teneur en alumina (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	5.58
Teneur en oxide de fer (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	7.58
Oxide de titane (TiO <sub>2</sub> )	0.00
Chaux (CaO)	15.42
Magnésie (MgO)	0.00
Oxide de potassium (K <sub>2</sub> O)	Traces
Oxide de sodium (Na <sub>2</sub> O)	Traces
Sulfates (SO <sub>4</sub> )	0.28
Chlorides CL-Solubles	0.14
Carbonates (CaCO <sub>3</sub> )	24.60
Insolubles	0.53
Perte au feu	14.34

#### 2.4.2 Fibres de polypropylène

Les fibres utilisées dans cette étude étaient une fibre de polypropylène monofilament blanche de section transversale circulaire, d'une longueur moyenne de 0,012 m et d'un diamètre de 32 µm (Fig. 2.20). Les propriétés physiques des fibres données par le fournisseur (société SIKA), sont indiquées dans le tableau 2.3. Les teneurs en fibres utilisées dans cette étude sont  $F_c = 0,0\%$ ,  $0,3\%$ ,  $0,5\%$  et  $0,8\%$ . Le choix de cette gamme de teneur en fibres était basé sur des études antérieures (Consoli et al. 2009, Hamidi et al. 2013, Eldesouky et al. 2016, Eskisar et al. 2016), qui avaient montré que la résistance optimale des sols granulaires renforcées par des fibres de polypropylène ont été obtenus pour des teneurs en fibres comprises entre 0,5 et 1%.

**Tableau 2.3.** Propriétés des fibres de polypropylène

Poids spécifique	Longueur (mm)	Diamètre (µm)	La résistance à la traction (MPa)	Module de Young (MPa)
0.91	12	32	400	6000



**Fig. 2.20** Fibre de polypropylène utilisée dans cette étude.

Les fibres de polypropylène est l'une des inclusions les plus utilisées en laboratoire pour des essais de renforcement du sol, par ex. (Consoli et al., 2003b, Consoli et al., 2003a, Michalowski et Cermak, 2003, Consoli et al., 2004, Consoli et al., 2005, Park et Tan, 2005, Cai et al., 2006, Consoli et al., 2007, Consoli et al., 2009).

Le polypropylène est l'un des polymères les plus polyvalents disponibles pour des applications, à la fois en tant que plastique et en tant que fibre, pratiquement dans tous les marchés l'utilisation est beaucoup plus pour les bétons.

Le polypropylène est un polymère plastique de la désignation chimique  $C_3H_6$ . Il est utilisé dans nombreux contextes, tant dans l'industrie que dans les biens de consommation.

#### **2.4.3 Préparation des mélanges sable-fibres**

Des échantillons de sable non renforcés et renforcés reconstitués en laboratoire avec des fibres de polypropylène ont été utilisés dans cette étude. La préparation des échantillons a été effectuée en déterminant d'abord le poids requis de sable et de fibres pour le mélange. La teneur en fibres ( $F_c$ ) incluses dans un composite (sable + fibre) est définie en pourcentage de poids sec de sable:

$$F_c (\%) = 100 * (W_f / W_s),$$

où  $W_f$  et  $W_s$  représentent respectivement le poids des fibres et du sable sec. Le sable séché au four puis tamisé à 2 mm a été ajouté et mélangé avec des fibres. Les échantillons ont été préparés en mélangeant manuellement le sol comme indiqué à la Fig. 2.21.



Des essais triaxiaux ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques mesurant 100 mm de diamètre sur 200 mm de hauteur ( $H / D = 2,0$ ) (ASTM D4767, 2011). Soixante séries d'essais triaxiaux non drainés et drainés préparé à sec et humide ont été menées dans cette étude. Tous les paramètres pris en compte dans le programme d'essais sont énumérés dans le tableau 2.4

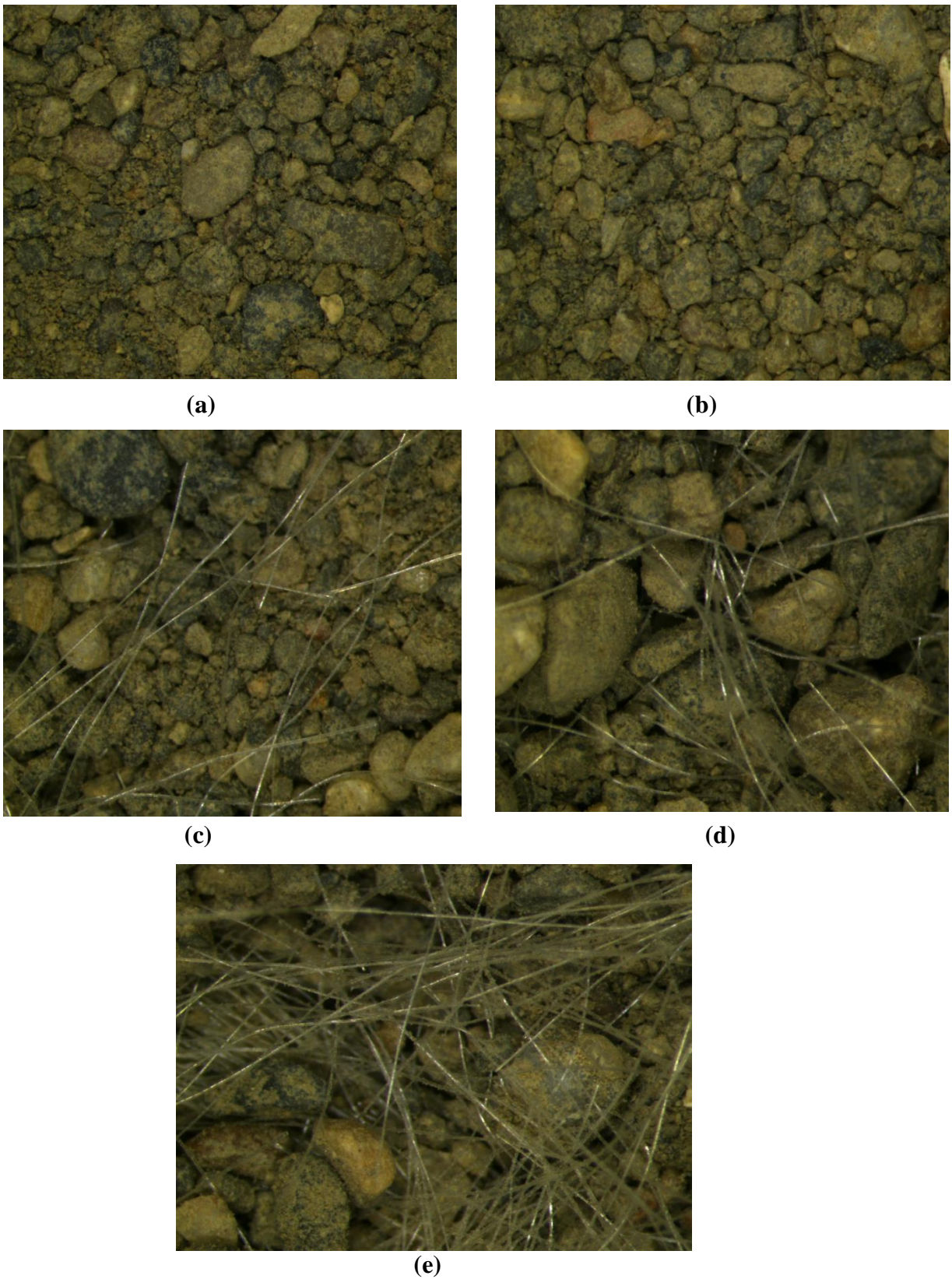


**Fig. 2.21** Préparation des échantillons de sable renforcé par des fibres de polypropylène.

**Tableau 2.4** Résumé des essais triaxiaux du programme dans des conditions non drainées et drainé à l'état sec et humide

Type d'essai	Teneur en fibre (%)	Teneur en eau (%)	Densité relative (%)	Pression de Confinement (kPa)
Essai CU	0, 0.3, 0.5 et 0.8	0	30 et 80	50, 100, 200
Essai CD		0	30 et 80	
Essai CU	0, 0.3, 0.5 et 0.8	0, 2, 3 et 5	30	100

Les photos suivantes (fig. 2.22) présentes une vue par Stéréo microscope qui ont été effectués au laboratoire Navier sur un sable naturel non renforcé lâche, et dense et sur un sable renforcé avec les différents pourcentage de fibre pour bien voir la texture du mélange (sable-fibre).

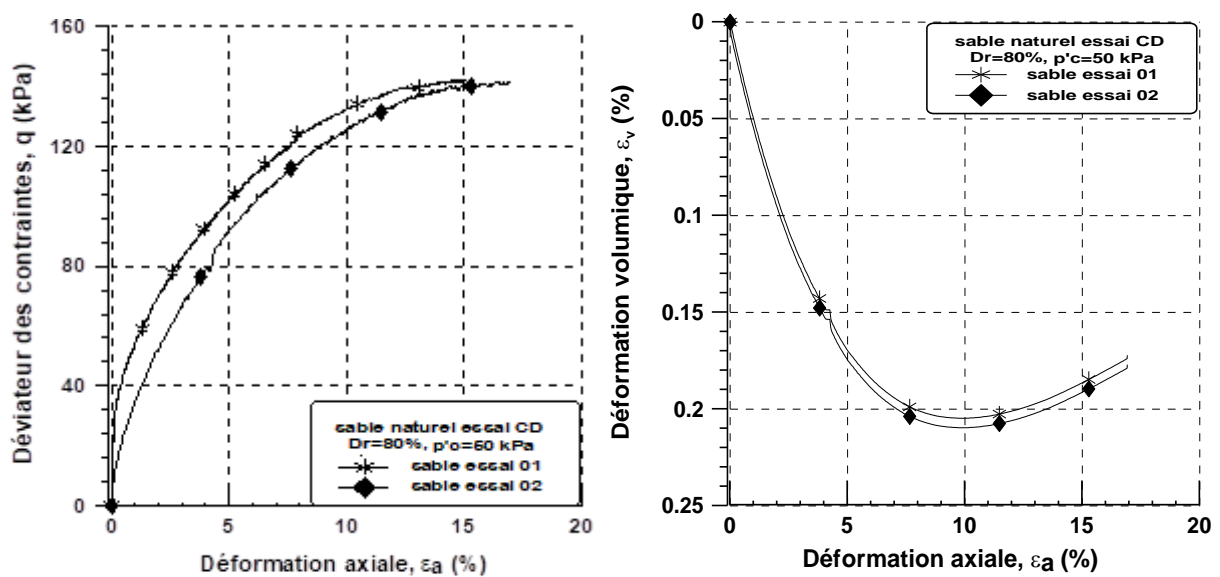


**Fig. 2.22** Vue par Stéréo microscope. (a) sable naturel lâche ; (b) sable naturel dense ; (c) sable +0.3% f ; (d) sable+0.5% f ; (e) sable+0.8% f.

## 2.5 Essais de répétabilité

Avant toute étude expérimentale, il est nécessaire de procéder à une étude de répétabilité des essais, En somme c'est la qualité d'une mesure qui donne le même résultat si on la répète dans des conditions identiques et dans un court interval de temps. La fiabilité des résultats expérimentaux dépend alors des paramètres tels que la température, le matériau et les instruments utilisés ainsi que le processus suivie par l'expérimentateur.

Nous avons réalisé quatre essais triaxiaux monotones non drainés et drainé sur le sable naturel de Chlef à un confinement de 50 kPa (deux essais d'un sable naturel non-renforcé non drainé à  $Dr=30\%$ ,  $p'_c=50$  kPa et deux essais d'un sable naturel non-renforcé drainé à  $Dr=80\%$ ,  $p'_c=50$  kPa). Les résultats de ces essais sont présentés dans les Figures 2.23 et 2.24. On note une très bonne répétabilité des deux essais (non-renforcé), ce qui confirme la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.



**Fig. 2.23** Essais de répétabilité drainée d'un sable naturel à l'état dense à  $p'_c=50$  kPa.

Pour évaluer l'intérêt de cette répétabilité en terme du comportement observé ensuite lors du cisaillement des éprouvettes, nous avons réalisés deux essais non drainés de compression sur deux échantillons de sable non renforcé. La figure 2.24 montre deux comportements similaires avec une première phase parfaitement identique qui confirme bien la répétabilité de l'indice de densité.

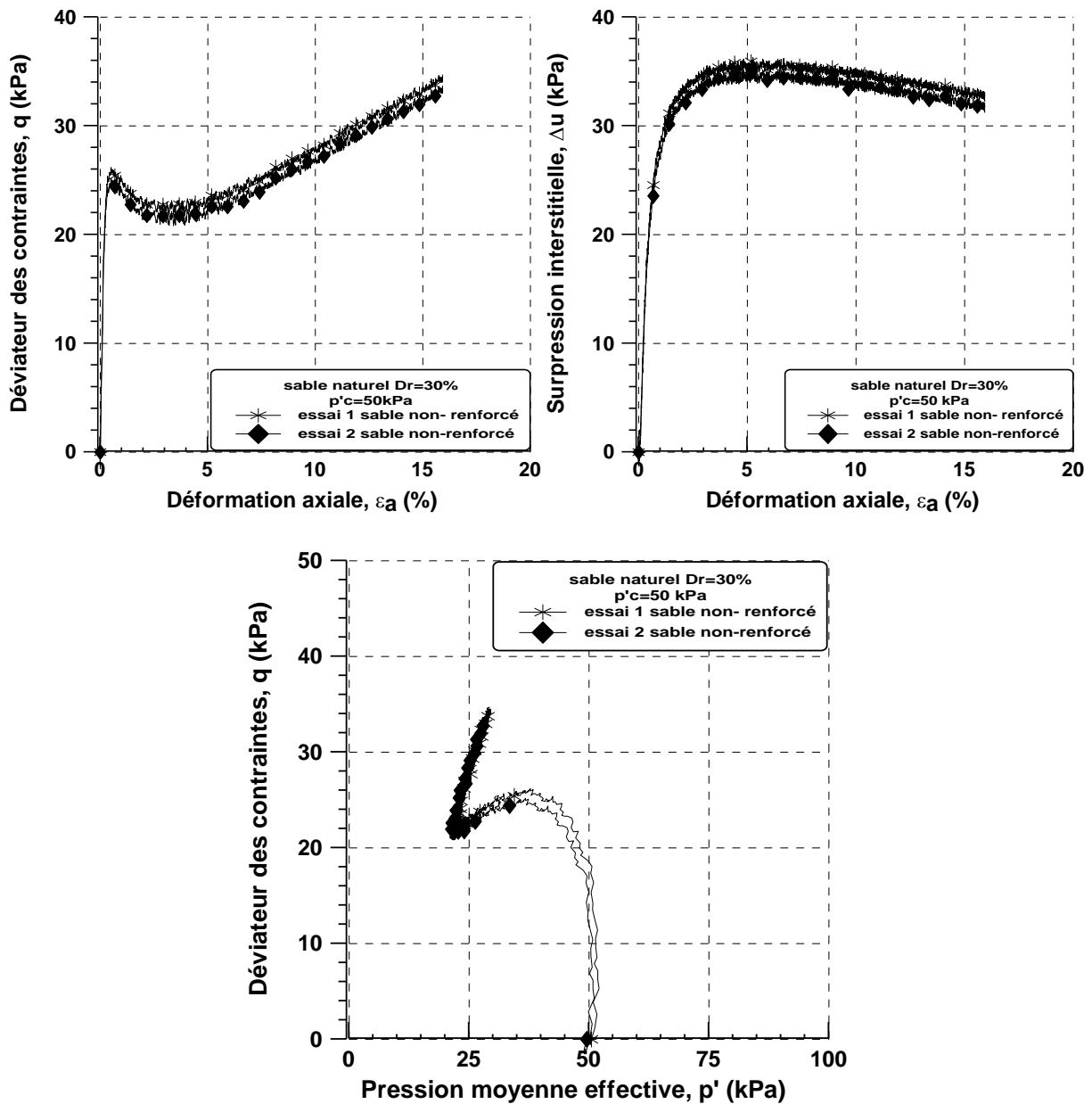


Fig. 2.24 Essais de répétabilité non-drainé d'un échantillon de sable à l'état lâche à  $p'_c=50$  kPa.

## 2.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le prototype de dispositif triaxial qui se trouve dans le laboratoire géotechnique Navier, qui permet de réaliser des chargements monotones et pour un échantillon de 200 mm de hauteur et de 100 mm de diamètre. Sur la base de l'utilisation de ce dispositif, une étude de l'influence de plusieurs paramètres sur l'initiation du phénomène de liquéfaction a été réalisée. Nous avons également présenté les matériaux utilisés dans notre étude (sable de Chlef, fibre de polypropylène). De plus, nous avons expliqué la méthode de reconstitution adoptée pour la préparation de nos échantillons ainsi que la validation de l'ouvrabilité de cette méthode en termes d'homogénéité des mélanges.



**CHAPITRE 3 : INFLUENCE DES FIBRES DE  
POLYPROPYLENE SUR LE COMPORTEMENT  
MECANIQUE DU SABLE RENFORCE EN CONDITION NON  
DRAINEE A L'ETAT SEC**

### 3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats expérimentaux obtenus sur l'influence du renforcement par fibres de polypropylène avec des teneurs de 0, 0.3, 0.5 et 0.8% sur la réponse monotone non drainée du sable naturel de Chlef renforcé et non renforcé. Les échantillons ont été préparés à deux états de densité relative  $D_r = 30\%$  et  $D_r = 80\%$  représentant les états lâche et dense respectivement, par le mode de dépôt sec et consolidés sous les trois pressions de confinement ( $p'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa).

Nous exposons tout d'abord les résultats des essais réalisés sur le sable non renforcé ensuite on effectue une étude paramétrique sur le comportement du sable renforcé.

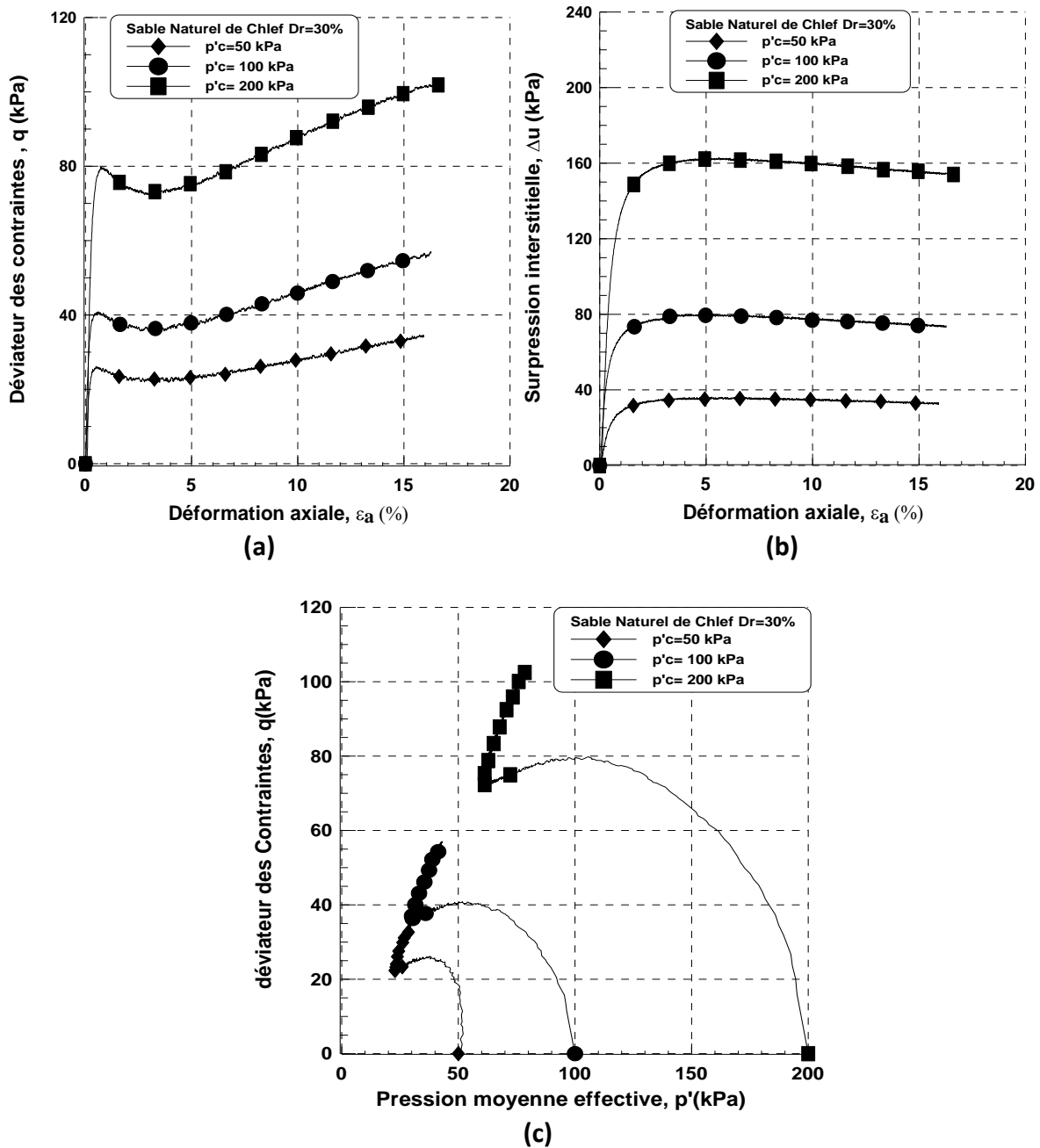
### 3.2 Comportement mécanique d'un sol granulaire non renforcé (sable naturel de Chlef)

Nous allons, ci-après, présenter l'influence de l'indice des vides et du niveau de confinement sur le comportement non drainé du sable.

#### 3.2.1 Sable lâche

La figure 3.1 porte les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés réalisés sur des échantillons lâches ( $D_r = 30\%$ ) de sable non renforcé, sous trois pressions de confinement  $p'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa. Il peut être remarqué à partir des courbes de cette figure que les échantillons présentent un comportement de type liquéfaction limitée. Ce comportement se caractérise par une courbe de cisaillement qui présente un pic beaucoup moins prononcé avec une légère diminution du déviateur en moyennes déformations (1 à 4 %) suivie d'un regain de résistance au-delà d'une déformation axiale de 4 % (Fig.3.1a). L'échantillon dans ce cas manifeste une tendance à la contractance en début d'essai qui entraîne une augmentation rapide de la surpression interstitielle pour ensuite passer à un comportement dilatant avec une légère diminution de la surpression interstitielle en fin d'essais à une pression de confinement égale à 100 et 200 kPa, on note une stabilisation de la surpression interstitielle à 50 kPa. (Fig.3.1b).

Après une phase initiale de contractante, le chemin de contrainte (Fig.3.1c) présente dans ce cas un point de rebroussement clair avec apparition de la dilatance au seuil caractéristique et remontée du chemin des contraintes le long de la droite de rupture.



**Figure 3.1** : Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef lâche ( $Dr=30\%$ )  
 (a) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$ .

### 3.2.2 Sable Dense

Dans la figure 3.2 sont illustrés les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés sur des échantillons de sable dense ( $Dr= 80\%$ ) non renforcés sous trois pression de confinement  $p'_c=50, 100$  et  $200$  kPa. Il peut être constaté de cette figure, que le comportement du sable dense qui est essentiellement dilatant (après une phase initiale de contractance brève et limitée) se caractérise par un déviateur de contraintes qui augmente continuellement le long de la droite de rupture (Fig.3.2a, c).



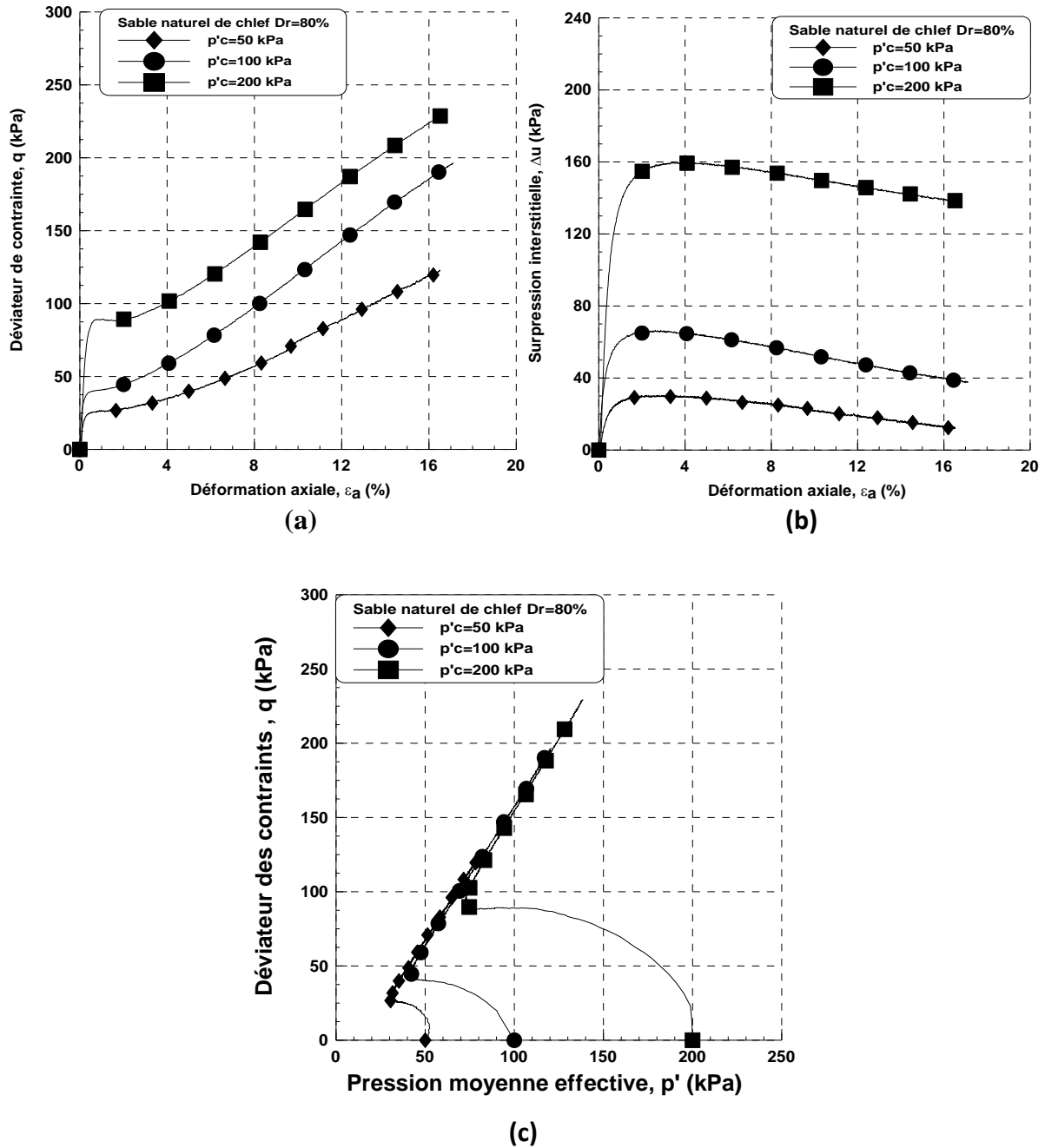
Après une augmentation en début d'essai en moyennes déformations (0 à 1 %), la surpression interstitielle décroît légèrement pour une déformation axiale de 1 à 16 % (Fig.3.2b).

La figure 3.2b présente les courbes obtenues lors des essais réalisés sur des échantillons denses à trois niveaux de confinement (50, 100 et 200 kPa). La réponse de ce sable se caractérise par une augmentation importante et rapide de la pression interstitielle en début de chargement, puis une diminution progressive de celle-ci. On constate que la phase d'augmentation de la pression interstitielle croît avec le niveau de confinement et que la phase de diminution décroît avec l'augmentation de ce dernier. On note également que l'augmentation du confinement retarde et atténue l'apparition du pic de la pression interstitielle (il correspond à 1.5% de déformation axiale pour l'essai à 50 kPa alors qu'il se produit à 2% pour l'essai à 100 kPa et à 3% pour l'essai à 200kPa).

La figure 3.2a illustre l'évolution du déviateur en fonction de la déformation axiale. On constate une augmentation rapide du déviateur pour atteindre une valeur à partir de laquelle le déviateur diminue un peu vers un petit palier, après lequel il réaugmente tout au long de l'essai. Le palier est plus marqué dans le cas de l'essai effectué à 200 kPa de confinement initial.

Dans le plan (p'-q), la phase initiale d'augmentation de la pression interstitielle se traduit par une chute de la pression moyenne effective, puis celle-ci réaugmente et le chemin de contrainte suit une courbe qui peut être assimilée à une droite correspondant à un angle de frottement de 58° (Figure 3.2c). Cette valeur est proche de l'angle de frottement trouvé à partir des essais drainés (de l'ordre de 56° pour la même gamme de contrainte).

**Remarque :** A partir des résultats précédents, on constate que la diminution de la pression interstitielle n'était pas assez élevée. Ceci est dû au caractère **contractant** de ce sable qui a été noté lors des essais drainés.



**Figure 3.2** : Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef dense ( $Dr=80\%$ )  
 (a) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$

### 3.2.3 Influence de la pression de confinement

L'influence de la pression de confinement apparaît clairement pour l'ensemble des essais (Figures 3.1 et 3.2). On note que, pour une densité relative initiale donnée, le niveau de confinement appliqué a une influence significative sur la valeur du pic de résistance ainsi que sur la valeur maximale du déviateur. Ainsi, la valeur du pic de résistance où est initiée la liquéfaction temporaire augmente avec l'augmentation de la pression de confinement appliquée et sa valeur est pratiquement proportionnelle à cette dernière.

L'examen des courbes des surpressions interstitielles montre que celles-ci présentent une allure générale similaire pour l'ensemble des essais lâches ainsi que pour les essais denses avec un taux de génération initial d'autant plus élevé que la pression de confinement est forte. Les chemins de contraintes dans le plan ( $q, p'$ ) sont pratiquement homothétiques pour les cas lâches ou denses. Ils délimitent une surface orientée vers l'origine des axes puis ils se tournent vers la droite (comportement dilatant) pour les essais lâches et denses. Le caractère contractant du sable semble s'accroître avec l'augmentation du confinement.

### **3.2.4 Influence de la densité relative**

Les courbes de cisaillement présentées sur la figure 3.1a et 3.2a montrent que Pour les essais correspondant à des éprouvettes denses ( $D_r = 80\%$ ), le déviateur des contraintes croît en continu jusqu'à des valeurs de résistance très importantes. Pour des échantillons lâches ( $D_r = 30\%$ ), le sable présente une résistance maximale plus faible par rapport à l'état dense.

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, celles-ci diminuent avec l'augmentation de la densité relative. Pour la série d'essais réalisée à 100 kPa de confinement, par exemple, le niveau de surpression interstitielle atteint passe d'une valeur égale à 80% de la valeur de la pression de confinement initiale pour une densité relative de 30% à un taux de 65 % de la même valeur de contrainte pour une densité relative de 80%.

Ces résultats viennent confirmer ceux déjà trouvés par Della (2014) par Arab et al (2012), Belkhatir (2012) sur le sable de Chlef ainsi que Canou (1989) sur le sable de Hostun RF.

## **3.3 Comportement mécanique du sable renforcé avec des fibres**

Le programme expérimental comprend une série de 24 essais de compression monotone non drainée à l'appareil triaxial à l'état sec. Les échantillons ont été préparés à deux densités relatives lâche ( $D_r = 30\%$ ) et dense ( $D_r = 80\%$ ), consolidés à des pressions de confinement isotropes de 50, 100 et 200 kPa et mixés avec des teneurs de fibres pp permettant de mettre en évidence l'influence de l'ajout des fibres de polypropylène sur le comportement du sable.

### **3.3.1 Sable lâche**

Les figures 3.3, 3.4 et 3.5 présentent les résultats des essais triaxiaux non drainés à l'état sec obtenus sur des éprouvettes de sable naturel lâche ( $D_r = 30\%$ ) renforcé et non renforcé préparée avec plusieurs teneur en fibres de  $F_c = 0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$  et soumis à trois pression de confinement ( $p'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa). L'allure des courbes du déviateur des contraintes se caractérise par un pic de résistance au cisaillement beaucoup moins marqué pour tous les

échantillons étudiés avec une légère diminution du déviateur en moyennes déformations (1 à 4 %) pour les échantillons non renforcés. Tandis que pour les échantillons renforcés cette diminution du déviateur est quasiment négligeable, suivie d'un regain de résistance au-delà d'une déformation axiale de 5% pour les échantillons non renforcés et au-delà de 1% de déformation axiale pour les échantillons renforcés (Fig.3.3a, 3.4a et 3.5a). On voit clairement d'après les courbes que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres.

Les échantillons dans ce cas manifestent une tendance à la contractance en début d'essai qui entraîne une augmentation de la surpression interstitielle pour ensuite passer à un comportement dilatant avec diminution légère de la surpression interstitielle en fin d'essais à une pression de confinement égale à 50 et 100 kPa, on note une stabilisation de la surpression interstitielle à 200 kPa. (Fig.5.3b, 5.4b et 5.5b). On peut remarquer aussi que la surpression interstitielle augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres d'après Ibraim et al, 2009 cela est dû à la présence des fibres et de leurs caractéristiques empêchant la déformation latérale de l'échantillon après cisaillement ce qui entraîne une augmentation progressive de la surpression interstitielle. Par contre (Erdogan et Altun, 2015) ont trouvé que l'augmentation du pourcentage des fibres fait diminuer la surpression interstitielle.

Après une phase initiale contractante, les chemins de contraintes (Fig.3.3c, 3.4c et 3.5c) présentent dans ce cas un point de rebroussement clair avec apparition importante de dilatance pour les échantillons renforcés au seuil caractéristique et remontée du chemin des contraintes le long de la droite de rupture. Les mêmes résultats ont été trouvés par (Erdogan et Altun, 2015) ou ils ont trouvé que l'augmentation du pourcentage des fibres fait augmenter la dilatance dans le plan ( $q-p'$ ).

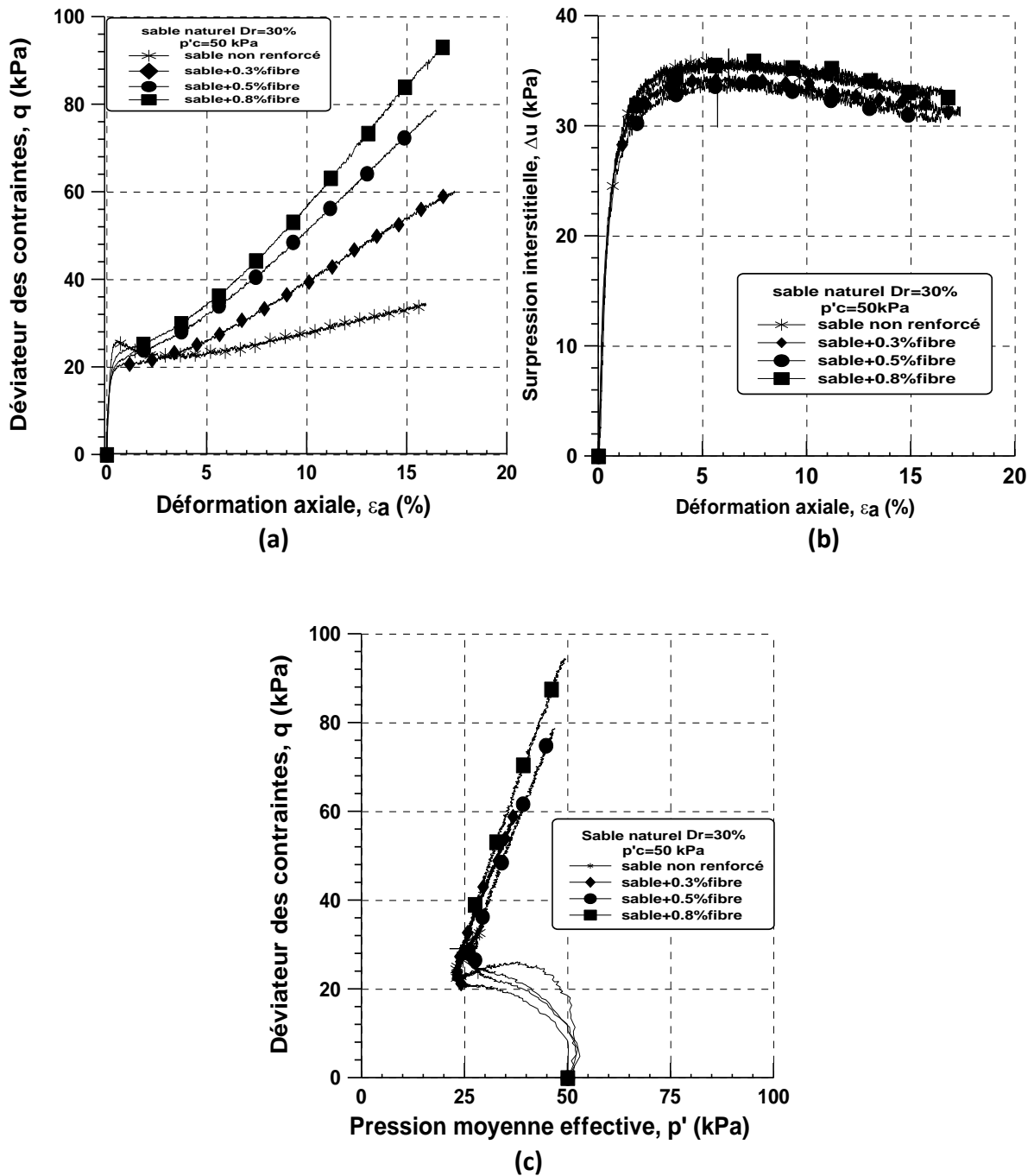


Figure 3.3 : Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène ( $Dr=30\%$ ,  $p'_c=50$  kPa).  
 (a) Courbe  $q-\epsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\epsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$ .

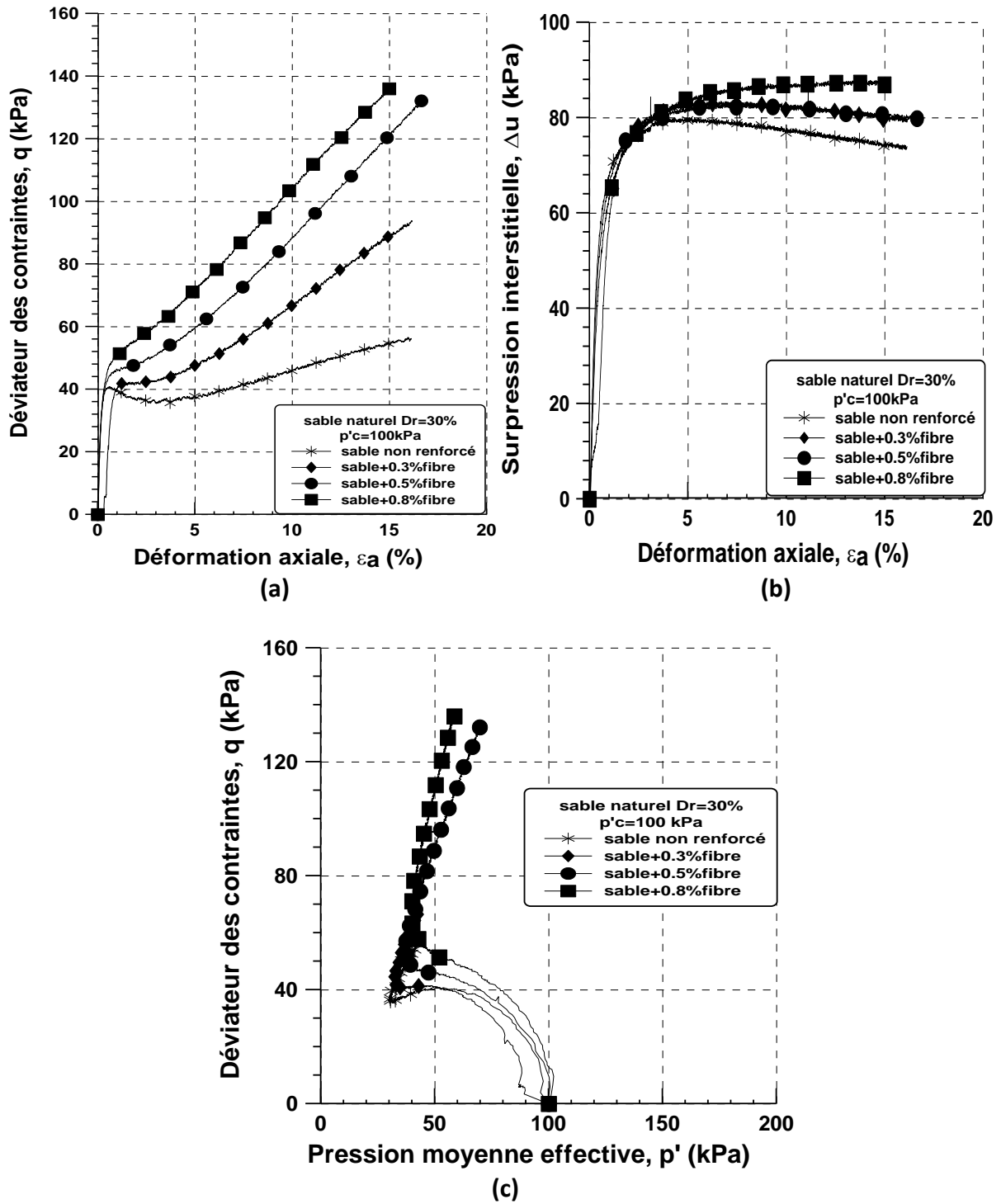
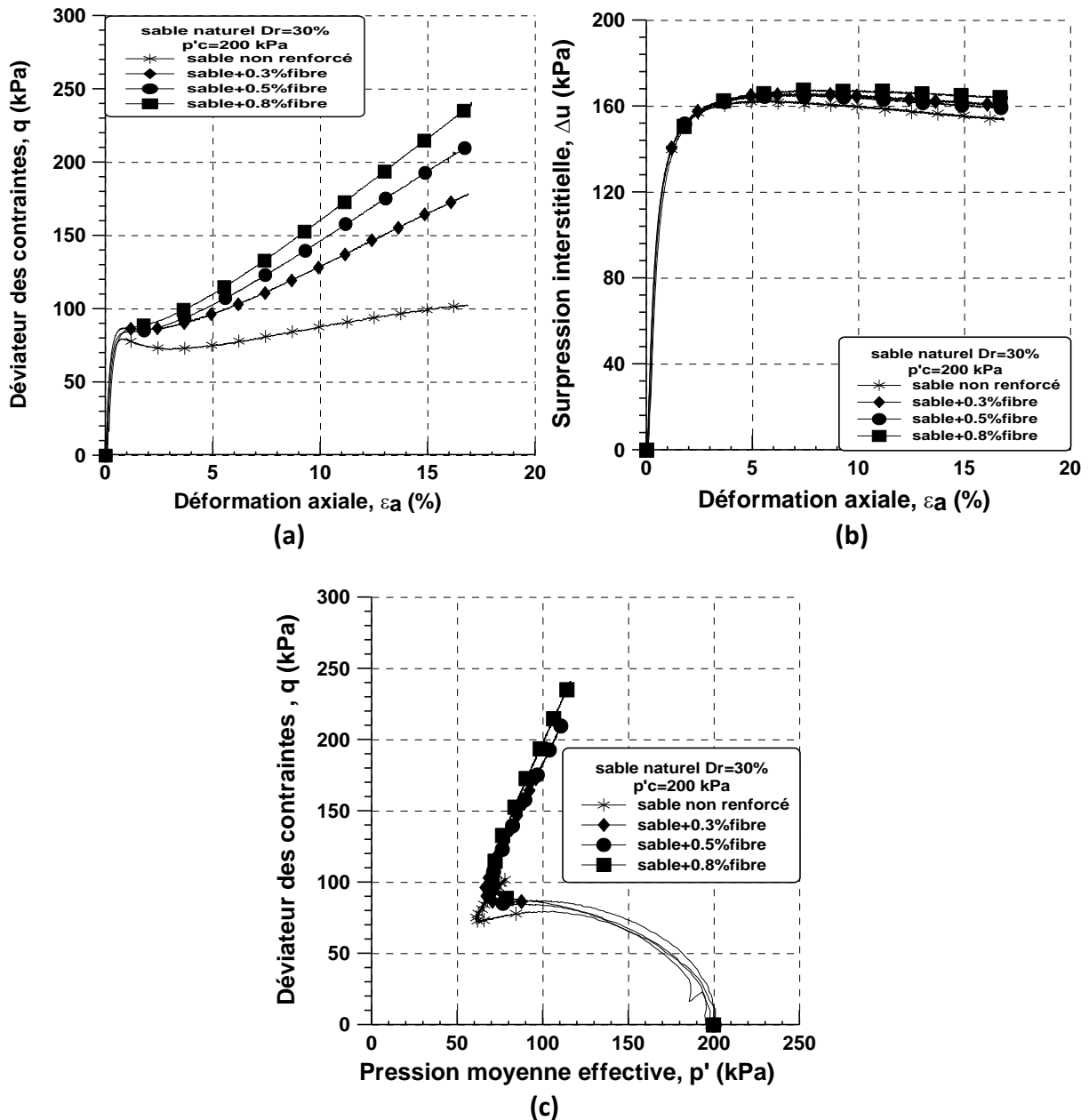


Figure 3.4 : Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène (Dr=30%, p'c=100 kPa).  
 (a) Courbe q- $\epsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u$ - $\epsilon_a$ ; (c) Courbe q-p'.



**Figure 3.5** : Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène ( $Dr=30\%$ ,  $p'_c=200$  kPa).

(a) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$ .

### 3.3.2 Sable dense

Les figures 3.6, 3.7 et 3.8 présentent les résultats des essais de compression triaxiale monotone non drainée à l'état sec obtenus sur des éprouvettes de sable naturel dense ( $Dr = 80\%$ ) renforcé et non renforcé mixé avec plusieurs teneurs en fibres  $F_c = 0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$  et soumis à trois pressions de confinement ( $p'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa). Le sable présente un comportement plus contractant que dilatant avec l'augmentation de la teneur en fibres (après une grande phase initiale de contractance et une petite phase de dilatance enfin d'essai).

Ce comportement se caractérise par une courbe de cisaillement qui présente un pic beaucoup moins prononcé pour tous les échantillons étudiés avec une légère stabilisation suivie d'un regain considérable de résistance au-delà d'une déformation axiale de 3% pour les échantillons non renforcés et à partir de 1% pour les échantillons renforcés (Fig.3.6a, 3.7a et 3.8a). Les échantillons dans ce cas manifestent une tendance à la contractance en début d'essai qui entraîne une augmentation de la surpression interstitielle pour ensuite passer à un comportement dilatant avec diminution de la surpression interstitielle (Fig. 3.6b, 3.7b et 3.8b). Après un taux élevé de génération en début d'essai, la surpression interstitielle décroît progressivement, ce qui est cohérent avec le passage du matériau en dilatance.

Dans le plan  $(q, p')$  (Fig.3.6c, 3.7c et 3.8c), et après une première phase de contractance où le chemin des contraintes se dirige vers l'origine des axes, celui-ci présente un point de rebroussement vers la droite correspondant à l'apparition du phénomène de dilatance et ce dernier est beaucoup plus important dans les échantillons renforcés que dans les échantillons non renforcés. Ce point de rebroussement a été introduit comme étant l'état de transformation de phase (Ishihara et al., 1975) ou état caractéristique (Luong, 1980).



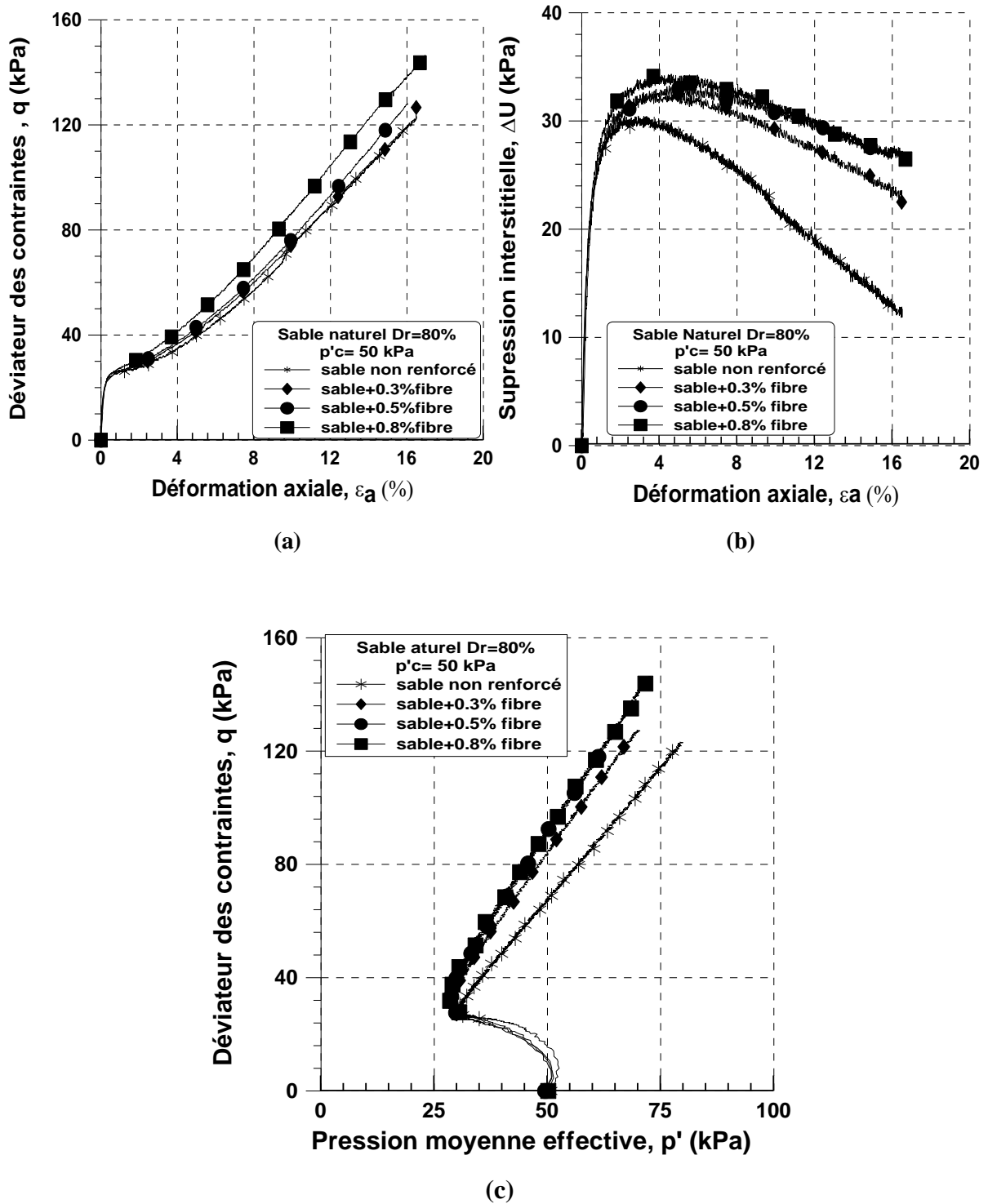
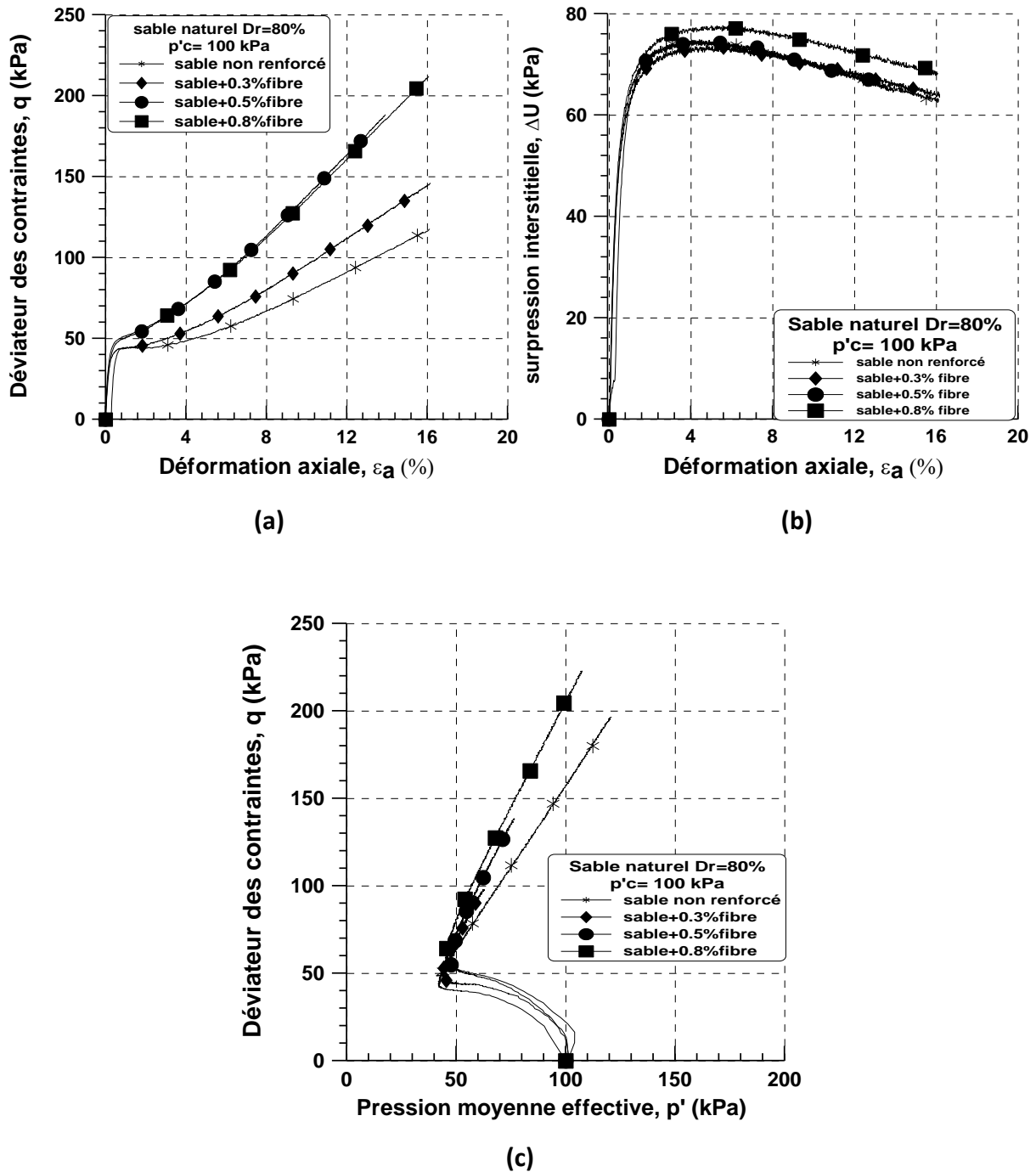


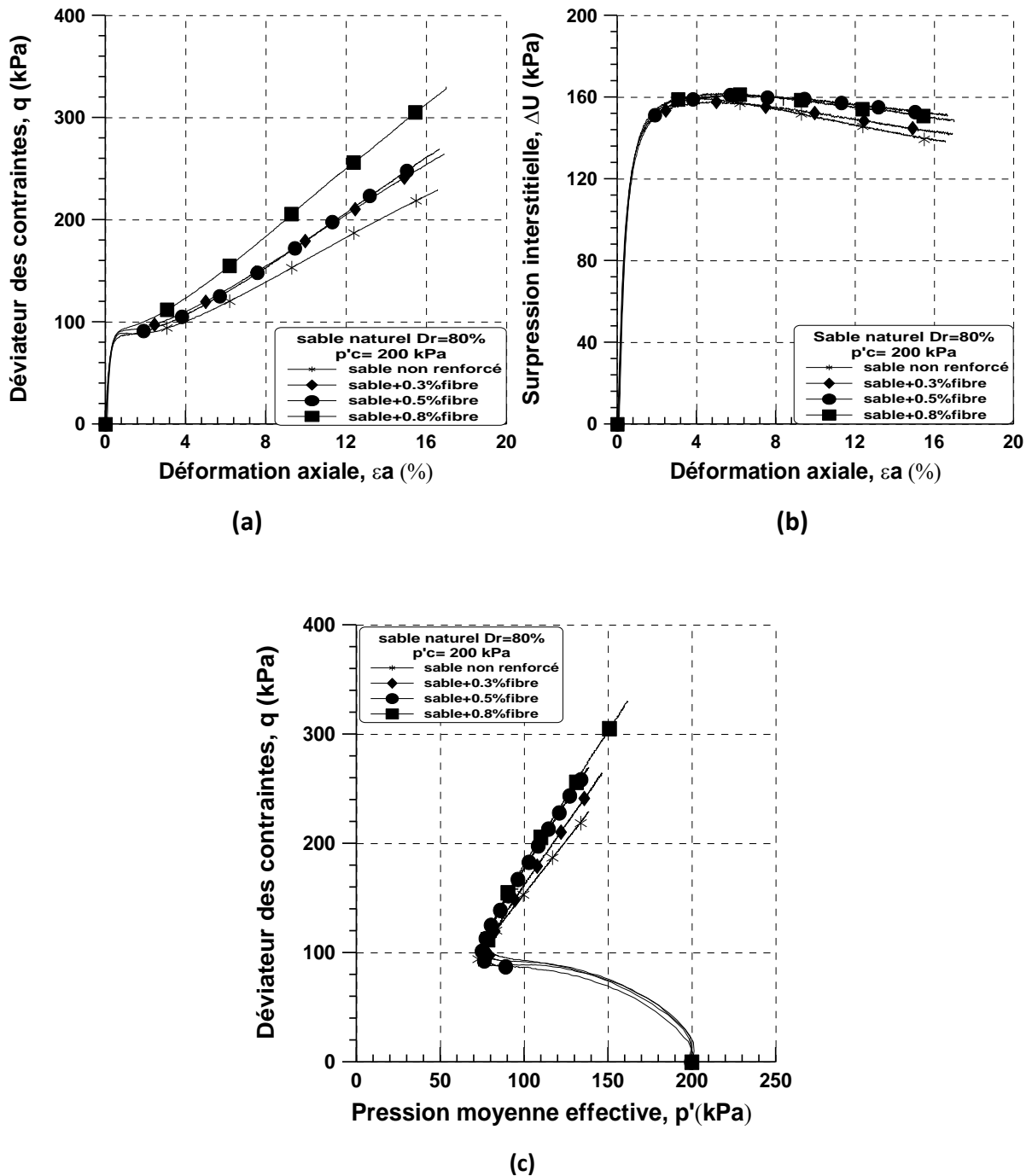
Figure 3.6 : Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène ( $Dr=80\%$ ,  $p'c=50$  kPa).

(b) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$ .



**Figure 3.7 :** Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène ( $Dr=80\%$ ,  $p'c=100$  kPa).

(a) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$ .



**Figure 3.8** : Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène ( $Dr=80\%$ ,  $p'_c=200$  kPa).  
 (a) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$ .

### 3.4 Etude paramétrique de la réponse non drainée (C.U) du sable renforcé

#### 3.4.1 Effet de la pression de confinement

L'influence de la pression de confinement sur le comportement du sable renforcé a été étudiée en réalisant des essais sur des échantillons préparés à une densité relative initiale constante, consolidés sous différentes valeurs de confinement de 50, 100 et 200 kPa.

Deux séries d'essais de cisaillement monotone triaxial ont été effectuées à  $D_r = 30\%$  pour la première série et  $D_r = 80\%$  pour la deuxième. Les résultats des essais sont présentés sur les figures 3.3, 3.4 et 3.5 ci-dessus pour le  $D_r = 30\%$  et les figures 3.6, 3.7 et 3.8 sont présentés aussi ci-dessus pour le  $D_r = 80\%$ . Avec une représentation générale de la contrainte déviatorique maximale en fonction de la pression de confinement sur la figure 3.9.

L'influence de la pression de confinement apparaît clairement pour l'ensemble des essais. On note que, pour une densité relative initiale donnée, le niveau de confinement et le pourcentage des fibres appliqué ont une influence significative sur la valeur maximale de résistance ainsi que sur le comportement volumique du matériau. Par exemple à  $D_r = 30\%$  les échantillons avec 0.8% de fibre indiquent une augmentation de la résistance au cisaillement maximale de 95, 140 et 241 kPa pour  $p'_c = 50, 100$  et 200 kPa respectivement (Voir la figure 3.9(a)). Ainsi, on déduit que la valeur de la résistance maximale pour tous les échantillons renforcés et non renforcés augmente avec l'augmentation de la pression de confinement appliquée et sa valeur est pratiquement proportionnelle à cette dernière ce qui est présenté dans la figure 3.9 (a et b). La déformation axiale pour laquelle le pic apparaît augmente également avec l'augmentation de la pression de confinement. Pour une densité relative initiale de 30% avec 0.8% de fibre par exemple, le pic de résistance atteint une valeur de 24 kPa pour une déformation axiale de 0,49 % sous 50 kPa de confinement, 52 kPa pour  $\epsilon_a = 1\%$  sous 100 kPa de confinement et 89 kPa pour  $\epsilon_a = 1.49\%$  sous 200 kPa de confinement (Fig3.5a). La même progression de la valeur du pic de résistance et de la déformation axiale qui lui est associée est observée pour l'autre série avec  $D_r = 80\%$ .

L'examen des courbes des surpressions interstitielles montre que celles-ci présentent une allure générale similaire pour l'ensemble des essais lâches ainsi que pour les essais denses avec un taux de génération initial d'autant plus élevé que la pression de confinement est forte. La surpression interstitielle augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres et au fur et à mesure que le confinement augmente.

Les chemins de contraintes dans le plan ( $q, p'$ ) sont pratiquement homothétiques pour les cas lâches ou denses. Ils délimitent une surface orientée vers l'origine des axes puis se tournent vers la droite (comportement dilatant) et ce dernier est beaucoup plus prononcé pour les échantillons renforcés que dans les échantillons non renforcés. Le caractère contractant du sable pour tous les échantillons semble s'accroître avec l'augmentation du confinement. La série correspondant à une densité initiale de 30% (Figs. 3.3, 3.4 et 3.5) permet de mettre en évidence le rôle des fibres dans le passage d'un comportement de type contractant à un

comportement de type dilatant lorsque le niveau de la contrainte initiale de confinement passe de 50 kPa à 200 kPa. Le chemin de contrainte montre clairement le rôle des fibres dans l'augmentation de la pression moyenne effective et par conséquent à l'augmentation du déviateur maximal de contrainte.

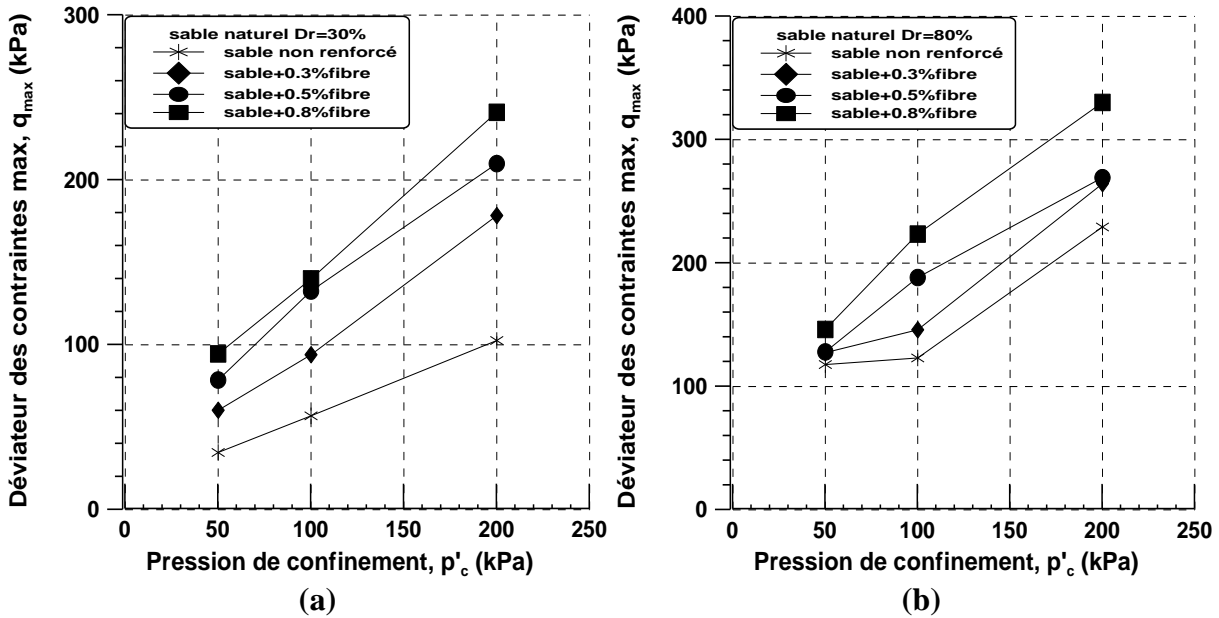


Figure 3.9 Effet de la pression de confinement en fonction de déviateur de contrainte max de la réponse non drainé du sable renforcé (a)  $Dr=30\%$ ; (b)  $Dr=80\%$ .

### 3.4.2 Effet de la densité relative

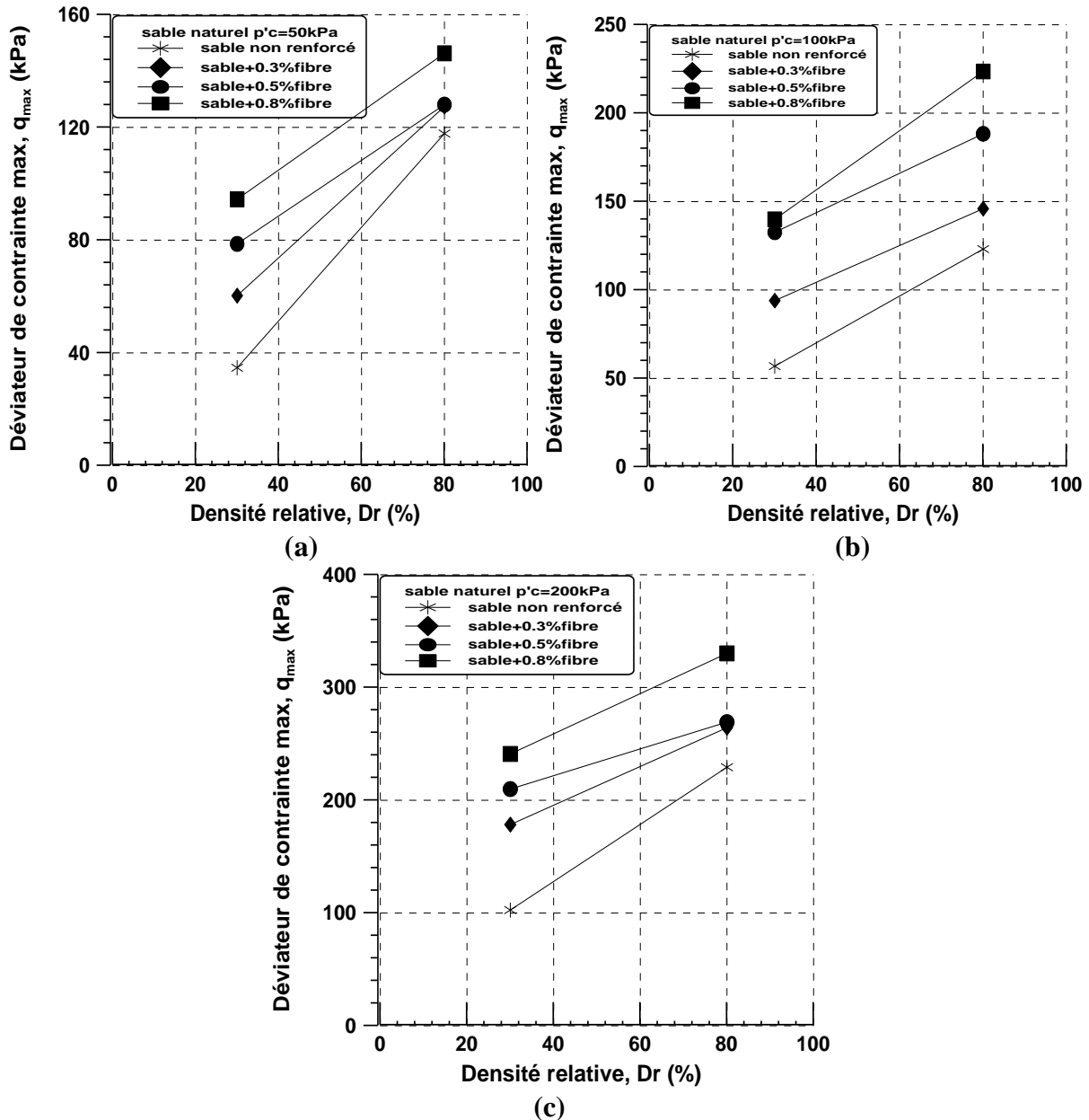
Afin de mettre en évidence le rôle de la densité relative initiale sur le comportement non drainé du sable de Chlef renforcé et non renforcé avec  $F_c=0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$  de fibre, notamment sur ses caractéristiques mécanique, nous avons représenté les résultats obtenus des essais de compression réalisés sur des éprouvettes présentant deux densités initiales (30% et 80%) et consolidés sous trois pressions isotropes de 50, 100 et 200 kPa. Les essais sont regroupés par pression de confinement figures 3.10 en fonction de déviateur de contrainte maximale.

Les courbes de cisaillement présentées sur la figure 3.3a et 3.6a montrent que pour une faible densité, ( $Dr= 30\%$ ), le sable présente un pic de résistance de faible niveau pour une déformation axiale d'environ 0,5 % suivi ensuite d'une forte augmentation de la résistance au cisaillement tout en augmentant le pourcentage des fibres jusqu'à l'obtention d'une résistance maximale élevé. Lorsque la densité relative commence à augmenter ( $Dr = 80\%$ ) figure 3.6a, le pic du déviateur des contraintes augmente également, et la résistance au cisaillement tend à évoluer graduellement vers un maximum de résistance suivi d'une phase de dilatance d'autant

plus marquée que le sable est dense ( $D_r = 80\%$ ) et que le pourcentage des fibres est plus élevé.

On a donc coexistence, sur une plage d'états initiaux correspondant généralement à des densités, entre une phase de radoucissement initiale post-pic (amorce de la liquéfaction) et une phase de durcissement propre à la dilatance et cela dépend aussi du pourcentage de fibre utilisé. La phase intermédiaire entre le comportement contractant et le comportement dilatant correspond à la liquéfaction limitée telle qu'elle a été décrite auparavant par Castro (1969), et Ishihara (1993). Elle est nettement visible dans la série d'essais consolidés à 50 et 100 kPa pour une densité de 30% (figure 3.3a et 3.34a) et pour la série d'essais consolidé à 100 kPa pour une densité de 80% pour l'échantillon non renforcé et renforcé à 0.3% de fibre (Figure 3.7a). Rappelons que le point pour lequel le minimum de résistance est obtenu avec changement de phase (contractance-dilatance), correspond à l'état caractéristique que l'on retrouve au point de rebroussement observés sur les chemins de contraintes dans le plan ( $q$ ,  $p'$ ).

Concernant l'évolution des surpressions interstitielles, celles-ci diminuent avec l'augmentation de l'indice de densité et pour un indice de densité donné la surpression interstitielle augmente avec le pourcentage des fibres et cela est due aux fibres qui empêche la déformation latérale de l'échantillon durant la phase de cisaillement (voir figure 3.11). Il est suggéré que sous la charge triaxiale, les fibres ont subi une déformation en traction en raison de la déformation latérale de l'éprouvette, et la contrainte de traction générée par les fibres a confiné la déformation latérale des particules de sable. En conséquence, un phénomène d'écrouissage a été observé (strain hardening t strain softening).



**Figure 3.10** Effet de la densité relative initiale en fonction de déviateur de contrainte max de la réponse non drainée du sable renforcé (a)  $p'c=50$  kPa; (b)  $p'c=100$  kPa; (c)  $p'c=200$  kPa

Pour la série d'essais réalisée à 100 kPa de confinement et renforcé avec 0.8% de fibre figure 3.4b et 3.7b, par exemple, le niveau de surpression interstitielle atteint passe d'une valeur égale à 88% de la valeur de la pression de confinement initiale pour une densité relative de 30% à un taux de 77 % de la même valeur de contrainte pour une densité de 80%.

Pour tous les essais correspondant à des éprouvettes denses et lâches (de densité 30% et 80%), le déviateur des contraintes maximale croit continument jusqu'à des valeurs de résistance très importantes même au moment où la cavitation apparaît et cela est dû au rôle des fibres qui assure la résistance même enfin de cisaillement voir la figure 3.10.



**Figure 3.11** Evolution de la forme des échantillons renforcés et non renforcés avant et après cisaillement. (a) avant cisaillement (b) sable non renforcé après cisaillement (c) sable renforcé après cisaillement.

### 3.4.3 Effet des fibres sur la Résistance au cisaillement maximale

Dans la figure (3.12) représente l'influence de la teneur en fibres ( $F_c=0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$ ) sur l'évolution de la résistance au cisaillement maximale non drainée  $q_{max}$ , paramétrée par la pression de confinement, pour le sable de Chlef lâche et dense. On observe effectivement, que la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) augmente généralement de façon progressive avec l'augmentation du pourcentage de fibre. Ces résultats sont en bon accord avec ceux de (Ibraim et al, 2009). On note également que cette augmentation est d'autant plus significative que la pression de confinement est forte. L'effet du renforcement par fibres est plus important pour le sable lâche que pour le sable dense. Lorsque la fibre se mélange avec le sable, la fibre renforce la liaison en les particules et limite efficacement la déformation et le déplacement des particules. De ce fait, la résistance a considérablement augmenté. Par exemple, à 50 kPa de confinement, le pourcentage d'augmentation de la résistance d'un sable lâche est de 172.26% tandis que pour le sable dense il est de 24.19% à 0.8% de fibre.

Dans la figure 3.12b, on observe que les fibres n'ont pas un effet sur la résistance du sable dense en particulier à faible contrainte de confinement ( $p'_c = 50$  kPa). Le contraire, a été remarquée pour les échantillons denses à  $p'_c=100$  et 200 kPa. De toute évidence, l'ajout d'une certaine quantité de fibre a considérablement renforcé le sable. Et cela est du à l'interface de



fibre pour former un réseau dans la structure et que le rôle des fibres ne peut être réalisé que lorsqu'elles sont sous la charge triaxiale.

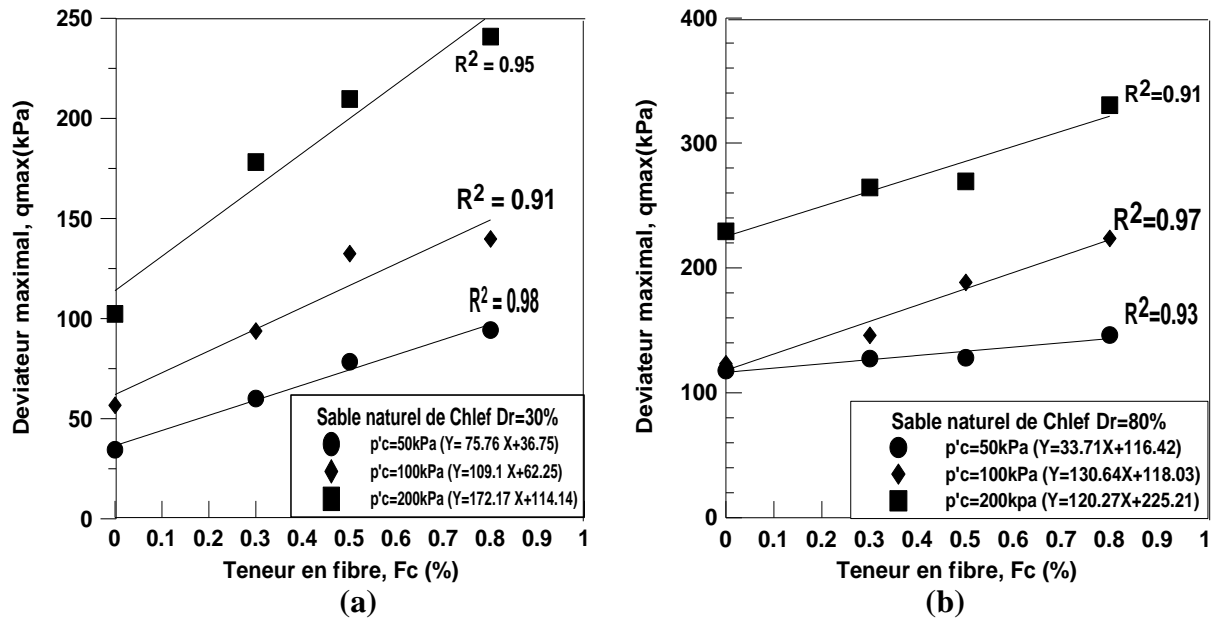
La relation suivante est proposée pour exprimer la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) en fonction du pourcentage des fibres ( $F_c = 0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$ ) compte tenu de la pression de confinement ( $p'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa) et les deux états de densité relative ( $Dr=30$  et  $80\%$ ) :

$$q_{max} = C * (F_c) + A \quad (3.1)$$

Le tableau 3.1 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant ( $R^2$ ) pour les matériaux sélectionnés dans l'étude.

**Tableau 3.1** : Les coefficients A, C et  $R^2$  pour l'équation (3.1).

P'c (kPa)	50		100		200	
Densité (%)	30	80	30	80	30	80
A	36.75	116.42	62.25	118.03	114.14	225.21
C	75.76	33.71	109.1	130.64	172.17	120.27
$R^2$	0.98	0.93	0.91	0.97	0.95	0.91



**Figure 3.12** Evolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du pourcentage des fibres du sable naturel de Chlef à trois pressions de confinement ( $P'_c= 50, 100$  et  $200$  kPa) (a)  $Dr = 30\%$ , (b)  $Dr = 80\%$ .

### 3.4.4. Effet des fibres sur l'évolution de la pression interstitielle maximale

La figure 3.13 présente l'influence du pourcentage des fibres ( $F_c=0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$ ) sur la surpression interstitielle maximale du sable renforcé, pour les deux états de densité relative et à trois pression de confinement. On constate que la surpression interstitielle maximale ( $\Delta u_{\max}$ ) généralement reste quasiment stable linéaire avec une légère augmentation en fonction de la teneur en fibre pour toute la gamme de la pression de confinement et les deux densités relatives. La tendance observée est due au rôle des fibres qui empêche la déformation latérale de l'échantillon après cisaillement. Ceci induit le caractère contractant du sable renforcé. Par exemple, à  $p'_c=100$  kPa pour le sable lâche ( $Dr=30\%$ ),  $\Delta u_{\max}= 80.05, 83.67, 86.71$  et  $87.98$  kPa et pour le sable dense ( $Dr=80\%$ ),  $\Delta u_{\max}= 74.87, 74.75, 74.91$  et  $77.70$  kPa pour  $F_c=0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$ , respectivement.

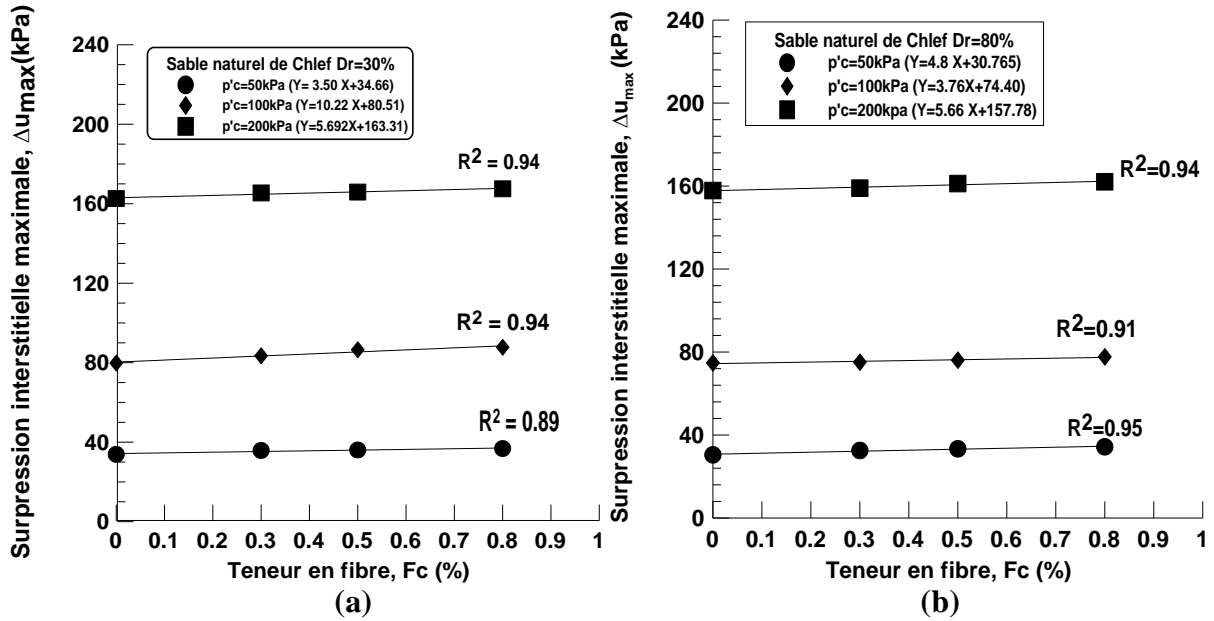
L'équation suivante est proposée pour exprimer la surpression interstitielle ( $\Delta u_{\max}$ ) en fonction de la teneur en fibre ( $F_c$ )

$$\Delta u_{\max}=C*(F_c)+A \quad (3.2)$$

Le tableau 3.2 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant ( $R^2$ ) pour les matériaux sélectionnés dans l'étude.

**Tableau 3.2** : Les coefficients A, C et  $R^2$  pour l'équation (3.2).

P' <sub>c</sub> (kPa)	50		100		200	
Densité (%)	30	80	30	80	30	80
A	34.46	30.76	80.51	74.07	163.31	157.17
C	3.50	4.8	10.22	3.37	5.92	5.66
R <sup>2</sup>	0.89	0.95	0.94	0.91	0.94	0.94



**Figure 3.13** Surpression interstitielle maximale en fonction du pourcentage des fibres du sable à trois pressions de confinement ( $P'c= 50, 100$  et  $200$  kPa).  
(a)  $Dr = 30\%$ , (b)  $Dr = 80\%$ .

### 3.4.5 Coefficient du renforcement ( $Sr$ )

Afin d'évaluer l'efficacité du renforcement par fibre de polypropylène sur le comportement du sable naturel de Chlef, on détermine le coefficient du renforcement ( $Sr$ ), définit par :

$$Sr = q_{\max}^R / q_{\max}^{Ur} \quad (3.3)$$

Où  $q_{\max}^R$  et  $q_{\max}^{Ur}$  sont les valeurs de déviateur de contraintes maximales respectivement pour des échantillons renforcés et non renforcés par les fibres. Il est présenté dans cette partie l'influence de la pression de confinement et de la densité relative sur le coefficient du renforcement ( $Sr$ ). Le tableau 3.3 illustre les valeurs maximales de déviateur de contrainte et le coefficient du renforcement pour des échantillons renforcés.

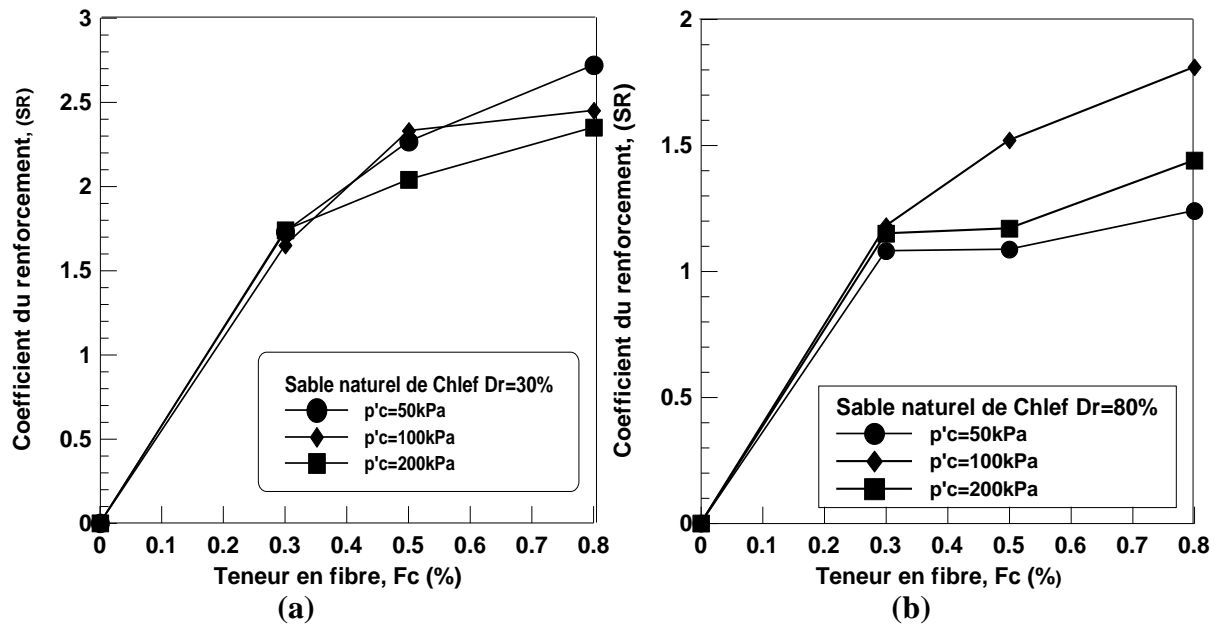
**Tableau 3.3** Valeurs de coefficient du renforcement Sr

Echantillons	p'c (kPa)	q <sub>max</sub> (kPa)	Sr	q <sub>max</sub> (kPa)	Sr
		(Dr=30%)	(Dr=30%)	(Dr=80%)	(Dr=80%)
0% f (nr)	50	34.72	-	117.81	-
	100	56.93	-	123.17	-
	200	102.62	-	229.3	-
0.3% f	50	60.32	1.73	127.42	1.08
	100	93.99	1.65	145.99	1.18
	200	178.42	1.73	264.4	1.15
0.5% f	50	78.68	2.26	128.09	1.08
	100	132.65	2.33	188.37	1.52
	200	209.95	2.04	269.3	1.17
0.8% f	50	94.53	2.72	146.3	1.24
	100	140	2.45	223.62	1.81
	200	241.085	2.34	330.31	1.44

La figure 3.14 présente la variation du coefficient de renforcement en fonction du pourcentage des fibres de polypropylène. On remarque une augmentation du coefficient de renforcement (Sr) avec l'augmentation du pourcentage de fibre de 0 à 0.8%. Les résultats obtenus sont en bon accord avec les travaux expérimentaux rapportés par Madhavi Latha et Murthy (2007). On remarque également que les échantillons lâches présentent un coefficient du renforcement plus grand par rapport à ceux des échantillons denses. Par exemple un échantillon lâche à 50 kPa de confinement et à 0.8% de fibres possède un Sr de 2.72, par contre un échantillon dense dans les mêmes conditions de densité et de confinement produit un Sr de 1.24. Ce qui signifie que l'efficacité du renforcement par fibres est plus manifeste dans le cas des échantillons lâches. Pour toute la gamme de confinement la valeur maximale de Sr a été obtenue pour un pourcentage de fibre égal à 0.8%.

Dans les échantillons denses (Figure 3.14b), on note que l'ajout des fibres augmente légèrement le Sr c-à-d que les fibres n'ont pas un effet significatif sur la variation du coefficient de renforcement. Cela signifie que l'effet de la densité relative limite l'efficacité du renforcement par l'ajout des fibres où on remarque une légère augmentation du rapport (Sr) quand on compare respectivement entre un échantillon du sable dense renforcé avec 0.5

et 0.8% de fibre. D'après ces résultats, on peut constater que le renforcement fonctionne considérablement dans les échantillons les plus instables ( $Dr=30\%$ ).



**Figure 3.14** Variation de coefficient du renforcement par fibre

(a)  $Dr=30\%$ , (b)  $Dr=80\%$

Afin de mieux cerner la contribution des fibres sur la résistance à la liquéfaction du sol, on montre dans la figure 3.15 l'évolution du rapport de contrainte ( $q_{\max}/p'_c$ ) caractérisant l'influence du pourcentage de fibres et du confinement sur la résistance du sable. On peut observer à partir de cette figure, l'augmentation du rapport de contrainte de cisaillement non drainé ( $q_{\max}/p'_c$ ) de manière linéaire avec l'augmentation du pourcentage de fibre (fc%) pour les échantillons lâches, avec un effet quasiment similaire pour les échantillons du sable denses cisailés à des pressions de confinement considérables ( $p'_c=100$  et  $200$  kPa). Les résultats obtenus montrent aussi l'existence d'une bonne corrélation entre la résistance au cisaillement normalisée non drainée ( $q_{\max} / P'_c$ ) et la teneur en fibre ( $R^2 = 0,98$  pour  $p'_c = 50$  kPa,  $R^2 = 0,92$  pour  $p'_c = 100$  kPa et  $R^2 = 0,9$  pour  $p'_c = 200$  kPa). Il est à signaler que le rapport de résistance au cisaillement du sable renforcé a diminué de façon significative avec l'augmentation de la contrainte normale verticale de  $50$  kPa à  $200$  kPa.

Le tableau 3.4 résume les équations de corrélation des coefficients de l'évolution du rapport de contraintes avec le pourcentage des fibres des échantillons du sable non renforcé et renforcé sous l'expression :

$$q_{\max}/p'_c = A * (fc) + B \quad (3.4)$$

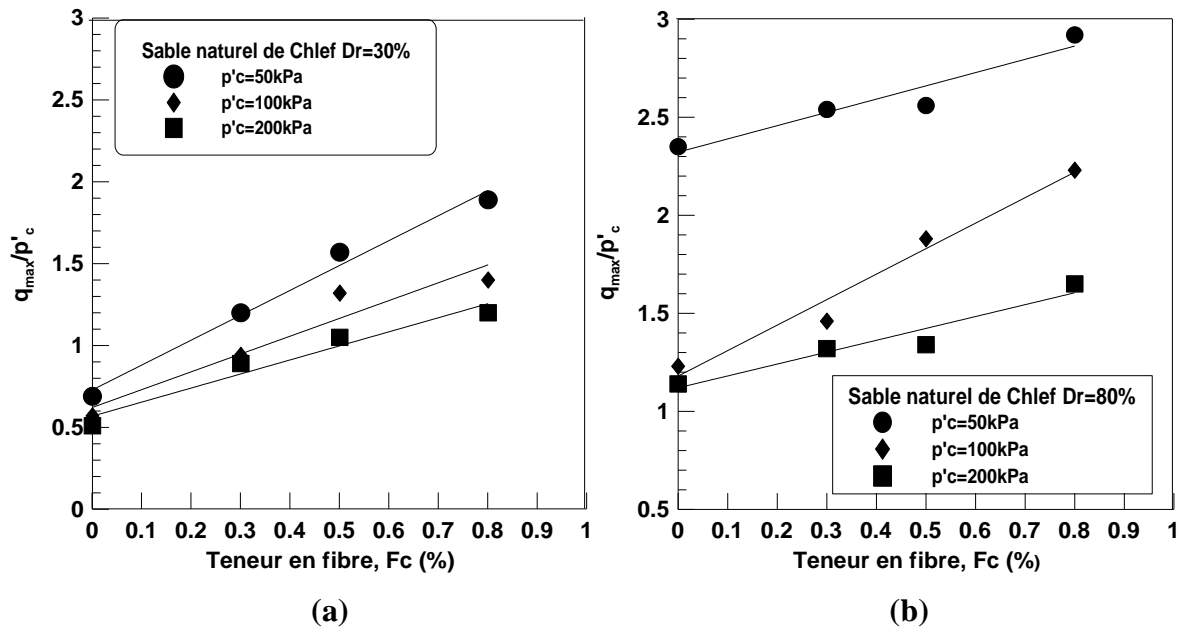


Figure 3.15 Variation du rapport de contrainte ( $q_{max}/p'_c$ ) en fonction du pourcentage des fibres : (a)  $Dr=30\%$ , (b)  $Dr=80\%$ .

Tableau 3.4 Coefficient A et B de l'expression (3.4)

Echantillon	P'c (kPa)	Coefficient A	Coefficient B	R <sup>2</sup>
Dr=30%	50	1.52	0.72	0.98
	100	1.08	0.62	0.92
	200	0.85	0.56	0.9
Dr=80%	50	0.67	2.32	0.91
	100	1.3	1.18	0.97
	200	0.6	1.2	0.92

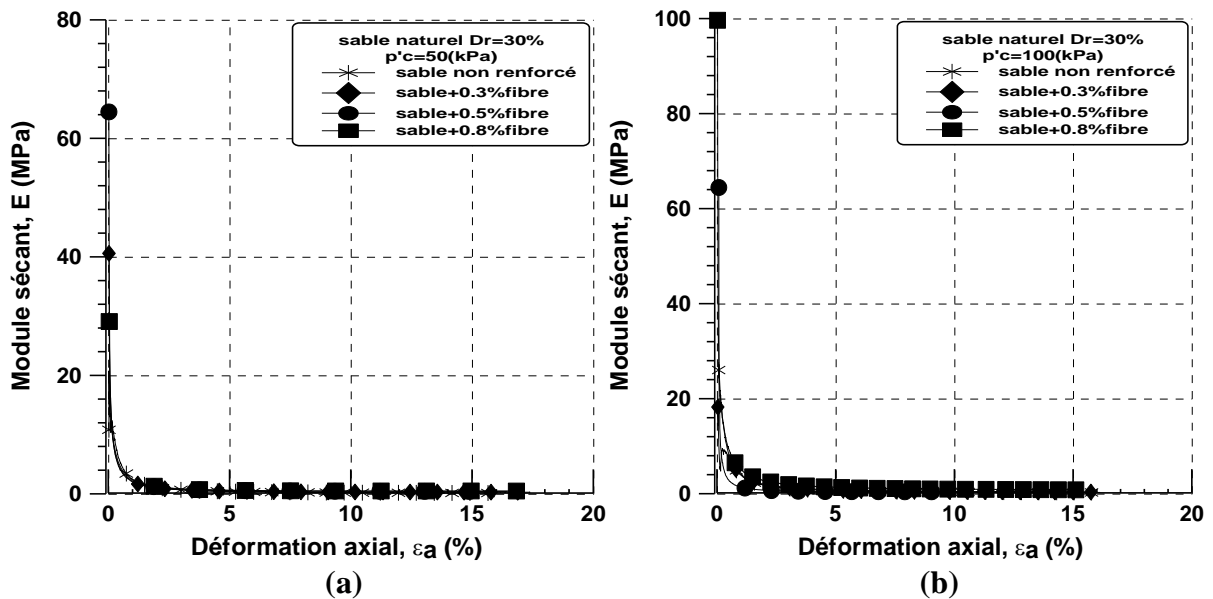
### 3.5 Effet du renforcement par fibre sur les paramètres de résistance au cisaillement non drainée

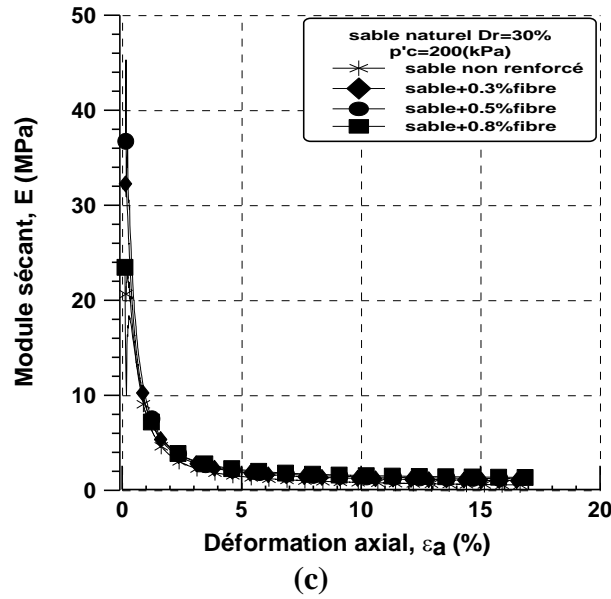
Cette partie est consacrée à l'étude des paramètres du sable renforcé à trois niveaux de pression de confinement (50, 100 et 200 kPa) et à deux états de densités relatives ( $Dr=30\%$  et  $Dr=80\%$ ). A partir des essais triaxiaux réalisés, il peut être déterminés les caractéristiques mécaniques du matériau renforcé, tels que la cohésion, l'angle de frottement interne et le module de déformation sécant....etc.

### 3.5.1 Module de déformation sécant ( $E_{sécant}$ )

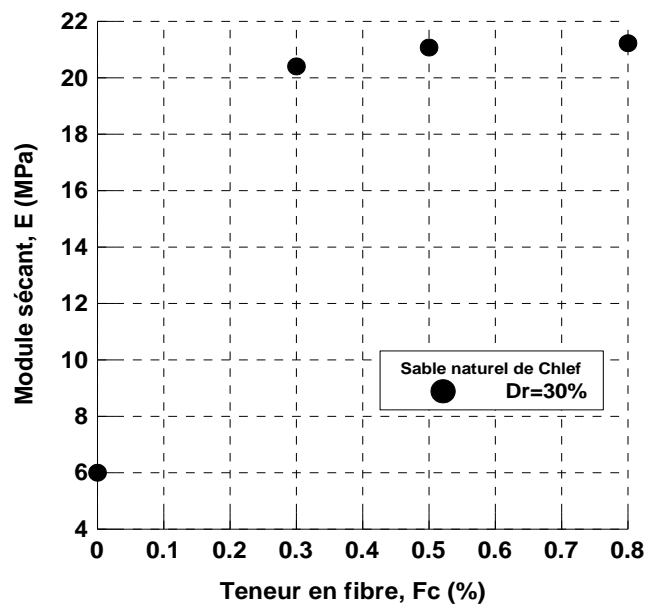
La figure 3.16 illustre l'évolution du module de déformation sécant ( $E=q/\epsilon_1$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) dans les échantillons réalisés. On observe que ce module diminue avec l'accroissement de la déformation axiale, comme il croît avec l'augmentation du pourcentage de fibres ( $F_c$ ). Cette augmentation est très significative jusqu'à une déformation de 0,11% à 50 kPa, 0,4% à 100kPa et 0,5% à 200kPa ensuite le module tend à se stabiliser. Cette influence est significative dans les premières déformations axiales et dans les pressions de confinement moins importantes. On peut remarquer aussi qu'autour de 0.1% de déformation axiale, le module sécant pour le sable renforcé est supérieur à celui du sable non renforcé et ainsi dans les faibles déformations ( $< 0.01\%$ ) le module sécant est amélioré par la présence des fibres.

La figure 3.17 montre l'influence du renforcement sur le module de déformation sécant mesuré à une déformation de  $\epsilon_1= 0.1\%$  à une pression de confinement de  $p'_c = 100\text{kPa}$ . On constate que ce module croît avec l'augmentation du pourcentage de fibre de façon non linéaire jusqu'à  $F_c=0.3\%$  ensuite il tend à se stabiliser.





**Figure 3.16** Variation du module sécant en fonction de la déformation axiale ( $Dr=30\%$ ) (a)  $p'_c=50$  kPa; (b)  $p'_c=100$  kPa; (c)  $p'_c=200$  kPa.



**Figure 3.17** Variation du module sécant en fonction de pourcentage des fibres à  $\varepsilon_1 = 0.1\%$  et  $p'_c= 100kPa$ .

### 3.5.2 Variation de la cohésion et de l'angle de frottement

Des recherches antérieures ont montré qu'il existe des controverses quant aux résultats obtenus avec l'inclusion des fibres. Certains trouvent que les caractéristiques mécaniques représentés par la cohésion et l'angle de frottement interne augmentent avec l'augmentation de la teneur en fibres (Kumar et al. 1999 ; Consoli et al. 2009). D'autres chercheurs ont observé une augmentation dans les valeurs de l'angle de frottement interne, mais une

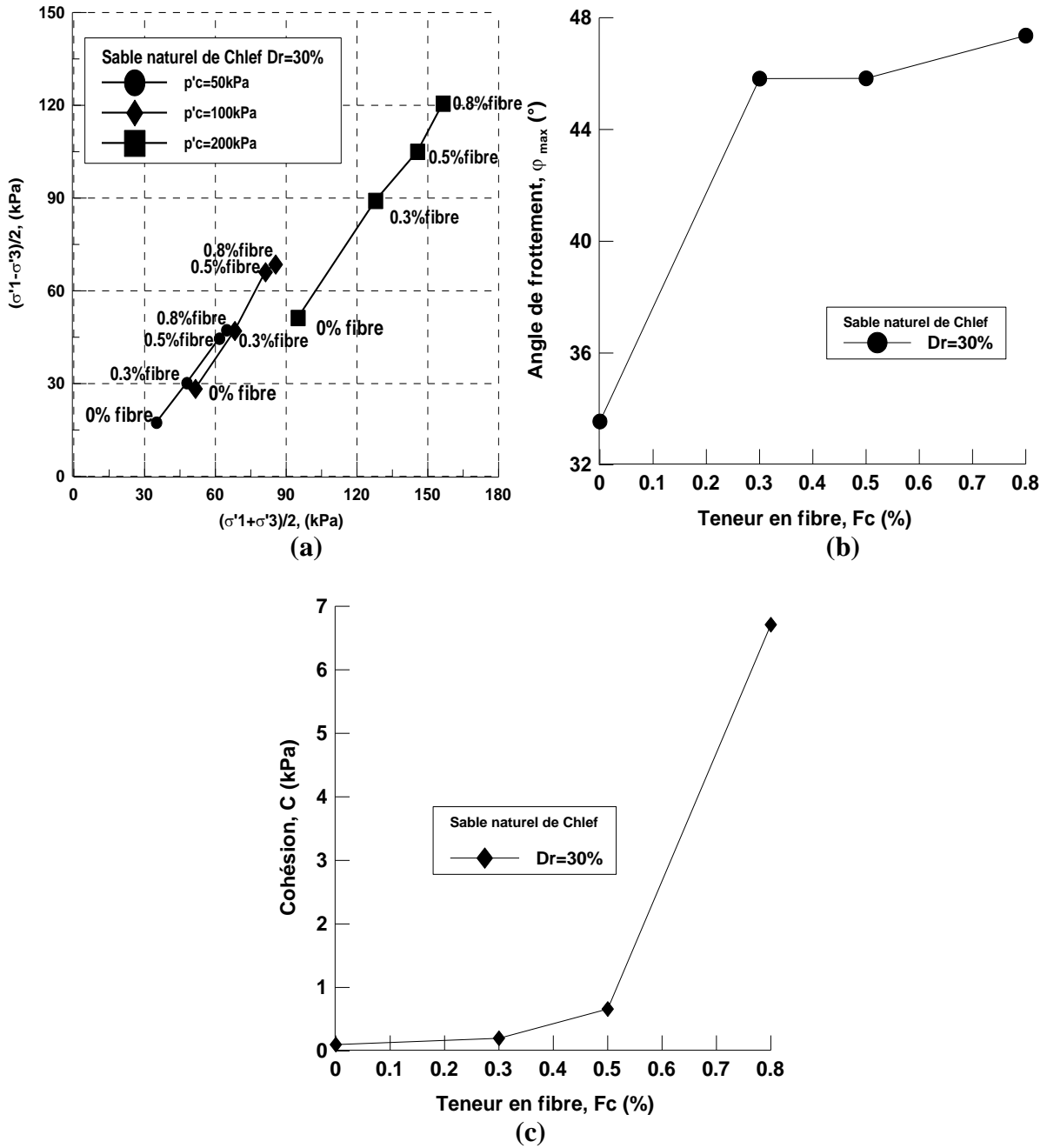


diminution de la cohésion par inclusion de fibres (Consoli et al., 1998). Cependant, Consoli et al. (2003) ont constaté que l'angle de frottement était moins affecté par l'inclusion de la fibre alors que la cohésion augmentait avec l'augmentation de la teneur en fibres. Diambra et al, (2009) ont montré que l'angle de frottement et la cohésion augmentait avec l'augmentation de la teneur en fibres.

Les propriétés mécaniques non drainées du sable renforcé et non renforcé ( $c'$  et  $\phi'$ ) sont calculées et représentées dans la figure 3.18 b, c. La Figure 3.18 présente la variation des caractéristiques mécaniques pour les échantillons du sable lâches renforcés par les fibres de polypropylène. On constate sur cette figure que l'angle de frottement augmente avec l'augmentation du renforcement par fibre passant de  $33.55^\circ$  pour un échantillon non renforcé à  $47.36^\circ$  pour un échantillon renforcé à 0.8% de fibre (Figure 3.18b).

Ainsi que, il est remarqué que la cohésion croit avec l'ajout du renforcement. La variation de la cohésion est de 0.1 kPa pour les échantillons non renforcés qui devient 6.71 kPa pour les échantillons renforcé à une teneur de fibres de  $F_c=0.8\%$ . La figure 3.18 b, c montre que l'inclusion de fibre améliore considérablement les paramètres de la résistance au cisaillement. Les fibres sont orientées dans une direction proche de celle de la contrainte principale de traction. La fibre renforce la cohésion entre les particules du sol. Une augmentation considérable des valeurs des angles de frottement pour l'état lâche peut être attribuée à une interaction plus élevée entre les grains de sable et les fibres. Cette tendance a été également observée dans les travaux de Latha et Murthy (2007), Erdogan et Altun (2015), Noorzad et al. (2015).

L'effet de l'ajout de fibre sur les enveloppes de résistance à la rupture représentées sur la figure 3.18 a, et ce pour différents teneurs en fibres. On peut constater que l'enveloppe de la résistance à la rupture tend vers le haut avec l'augmentation du pourcentage de fibre. le résultat de cet effet peut être justifié selon que le déviateur de contrainte maximale augmentant parallèlement avec la teneur en fibres. On peut admettre que cela est du au fait que les fibres incorporées et étroitement imbriquées au cours du processus de cisaillements, limitant la dislocation relative des particules du sable, en outre, en tant que renforcement élastique, les fibres ont fourni une résistance à la traction, augmentant aussi la cohésion du sable.



**Figure 3.18** Effet des fibres sur la cohésion et l'angle de frottement :  
**(a)** Enveloppe  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$  en fonction  $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$  ; **(b)** variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibre ; **(c)** variation de la cohésion en fonction de la teneur en fibre.

### 3.6 Effet de fibre sur la ligne d'instabilité de liquéfaction du sable renforcé et non renforcé

L'instabilité de liquéfaction des sables lâches sous chargement monotone s'initie au pic de résistance au-delà duquel on a radoucissement et développement de grandes déformations.

En d'autres termes, celle-ci a lieu lorsque l'état des contraintes effectives franchit la zone d'instabilité qui est définie par la droite caractérisant le lieu des points où est amorcée la liquéfaction en l'occurrence l'état des contraintes au pic de résistance et la droite de rupture au sens de Mohr-Coulomb.

On présente dans cette partie, les résultats obtenus sur l'influence du renforcement sur les caractéristiques mécaniques du sable lâche ( $D_r=30\%$ ).

Les données de la présente étude sont reproduites dans la figure 3.20 en vue d'analyser l'effet du pourcentage des fibres ( $F_c=0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$ ) sur les lignes d'instabilités d'un sable lâche naturel. On présente sur la figure 3.19 les chemins de contraintes correspondant aux différentes séries d'essais réalisés sur sable lâche renforcé et non renforcé, dans laquelle les pics de résistance sont représentés.

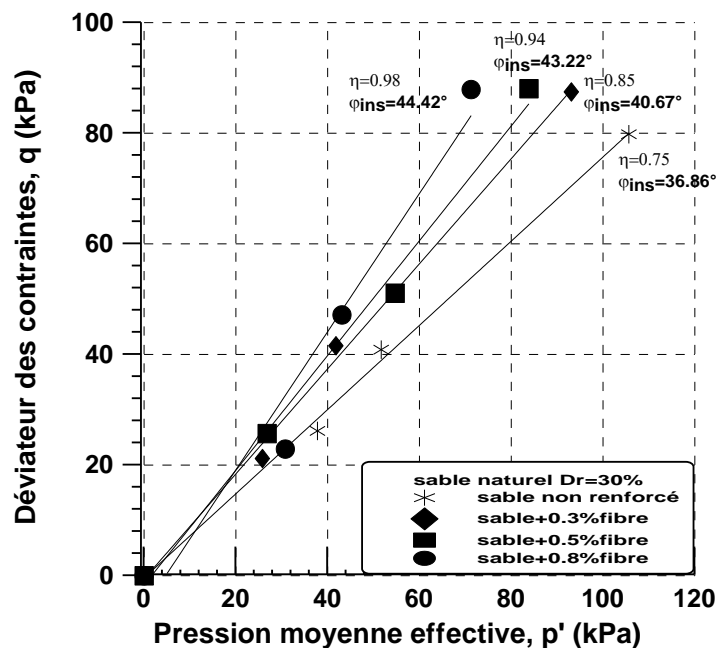
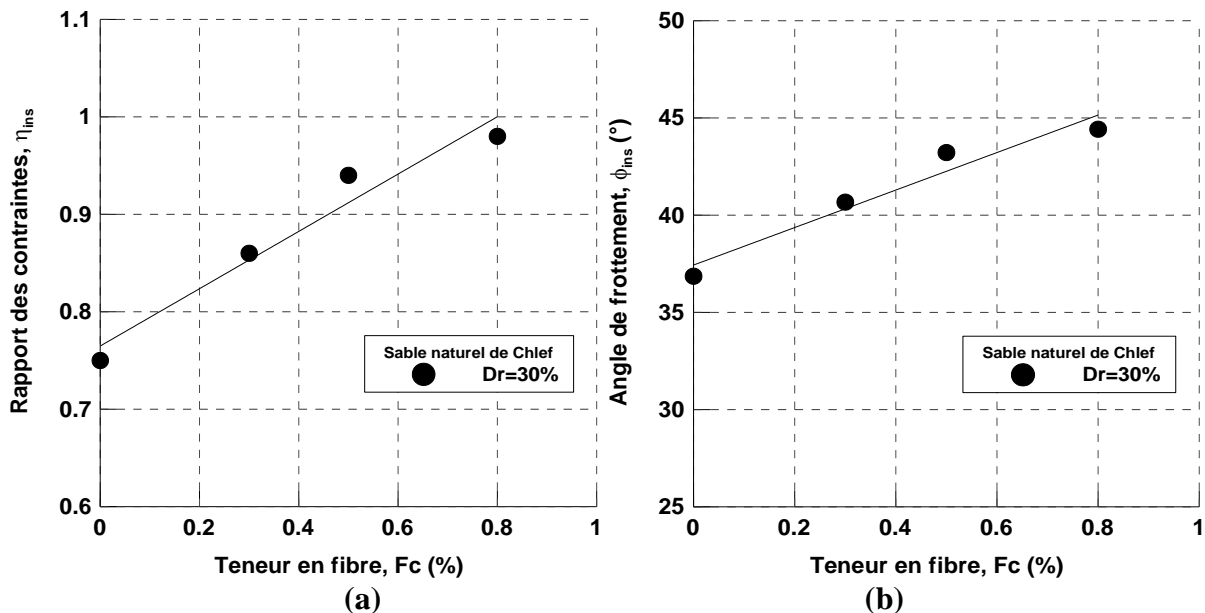


Figure 3.19 Evolution de la ligne d'instabilité avec la variation de teneur en fibre du sable.

L'évolution de la ligne d'instabilité avec la teneur en fibres est exposée sur la figure 3.19. On constate que l'on aurait effectivement un faisceau de droites d'instabilité passant par l'origine dont l'évolution serait fonction du pourcentage des fibres. Plus celui-ci augmente, plus la pente de la ligne d'instabilité augmente dans le plan ( $q, p'$ ). Les essais correspondant à un  $F_c=0.8\%$  présentent un rapport des contraintes maximales qui est proche de 1, correspondant à un angle de frottement au pic de  $44.42^\circ$ . Le comportement observé dans ce dernier cas (les échantillons renforcés) est pratiquement dilatant après l'amorce du pic, ce qui indique qu'au-delà d'un certain pourcentage de fibre, la liquéfaction n'a plus lieu. Pour les échantillons non renforcés lâches, la pente de la droite d'instabilité pourrait être encore plus faible que celle correspondant aux échantillons renforcés et égal à  $\eta = 0,75$ . Ces résultats confirment les résultats d'Ibraim et al, (2009).

Les figures 3.20a et 3.20b présentent l'évolution de  $\eta_{inst}$  et  $\phi'_{inst}$  en fonction de la teneur en fibre. Il est intéressant de remarquer que l'on a des allures raisonnablement linéaires d'évolution de ces deux paramètres avec la teneur en fibres, ce qui pourrait permettre de prévoir de manière relativement simple, les seuils d'initiation de l'instabilité pour différentes conditions initiales.



**Figure 3.20** Evolution de l'angle de frottement et du rapport de contraintes à l'initiation de l'instabilité en fonction de la teneur en fibre.

### 3.7 Conclusion

Les travaux présentés dans ce chapitre ont permis de réaliser une étude détaillée à l'appareil triaxial du comportement mécanique d'un sable non renforcé et renforcé avec des fibres de polypropylène pour des sollicitations monotones en condition non drainée. L'accent a été mis sur l'état lâche et l'état dense du matériau. Les séries d'essais réalisées permettent également de déterminer les caractéristiques mécaniques du sable renforcé.

Les résultats trouvés ont montré que la pression de confinement et la densité relative ont un effet significatif sur la résistance du sable et du sable renforcé par des fibres de polypropylène.

Les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés montrent que l'ajout des fibres a un effet très significatif sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-fibre spécialement à l'état lâche, en termes de résistance au cisaillement maximale, pression interstitielle maximale, l'instabilité non drainée d'échantillons testés, l'angle de frottement, la cohésion et le module sécant. Plus le pourcentage des fibres est grand, plus la résistance est importante et le post-pic à la liquéfaction diminue. Cette augmentation résulte du rôle des fibres à amplifier le frottement des particules en raison de l'enroulement des fibres synthétiques autour des particules du sable. Ceci induit le caractère dilatant aux mélanges, ce qui conduit à une structure d'échantillons plus stable. Les résultats de cette étude sont en bon accord avec les résultats de Erdogan et Altun, 2015 ; Diambra et al, 2009 ; Ibraim et al, 2010.

Dans le chapitre suivant, il va être présenté une étude expérimentale sur l'effet combiné de la teneur en eau, des modes de déposition sur le comportement d'un sol sableux mixé avec des fibres, afin de tester l'influence des conditions initiales additionnées avec le renforcement du sol.

**CHAPITRE 4 : INFLUENCE DES FIBRES DE PP SUR LE  
COMPORTEMENT MECANIQUE DU SABLE RENFORCE EN  
CONDITION NON DRAINÉE A L'ETAT HUMIDE**

#### 4.1 Introduction

Plusieurs études sur l'effet de l'humidité ou la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols ont révélé une diminution remarquable des caractéristiques mécaniques de ces sols. Dans ce chapitre, nous allons présenter les résultats des travaux réalisés sur l'influence de la méthode de préparation ou de déposition des échantillons, à savoir la pluviométrie à sec et le compactage humide pour différentes teneurs en eau sur le comportement mécanique du sable de la région de Chlef.

Pour cela, Une série d'essais triaxiaux de compression non drainée a été réalisée sur des échantillons renforcés et non renforcés fabriqués sur la base du sable naturel de Chlef à une densité relative  $D_r=30\%$  (état lâche) avec les méthodes de pluviométrie à sec et de compactage humide en variant la teneur en eau  $w=0, 2, 3$  et  $5\%$ , sous une pression de confinement égale à  $100$  kPa .

#### 4.2 Comportement mécanique d'un sol granulaire non renforcé (sable naturel de Chlef) à l'état humide

Nous allons, ci-après, présenter l'influence de la teneur en eau initiale ( $w=0, 2, 3$  et  $5\%$ ) avec une pression de confinement constante  $P'_c=100$  kPa sur le comportement non drainé d'un sable lâche non renforcé.

Sur la figure 4.1 sont illustrés les résultats de la série d'essais réalisée sur des échantillons lâches ( $D_r=30\%$ ) sous un confinement de  $100$  kPa. Les graphes de cette figure présentent un comportement de type liquéfaction limitée pour les échantillons pour des teneurs en eau de  $w=0, 2$  et  $3\%$ . Ce comportement se caractérise par une courbe de cisaillement qui présente un pic beaucoup moins prononcé que pour le cas du sable lâche humide à une teneur de  $w=5\%$ , avec une diminution du déviateur en moyennes déformations (de  $1$  à  $5\%$ ) pour les échantillons avec une teneur en eau de  $w=0, 2$  et  $3\%$  suivie d'un regain de résistance au-delà d'une déformation axiale de  $5\%$  (Fig.4.1a).

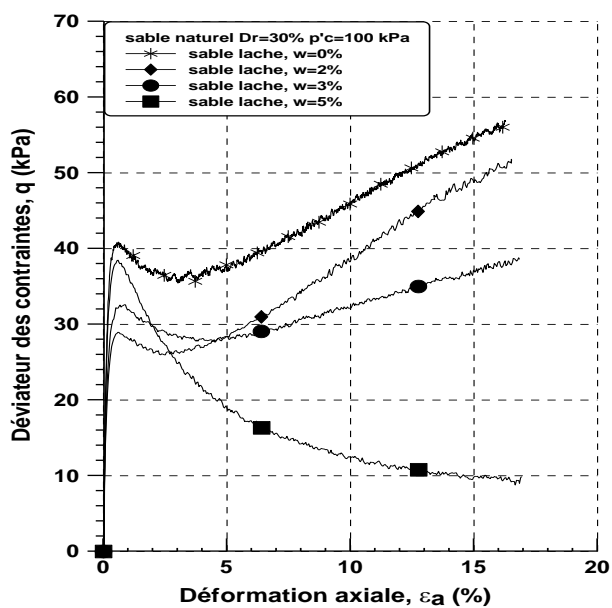
Cependant, l'échantillon avec une teneur eau de  $5\%$  présente un essai typique de liquéfaction statique où l'allure de la courbe de cisaillement se caractérise par un pic de résistance très marqué atteint pour une déformation axiale relativement faible (de l'ordre de  $0,58\%$ ), suivi d'une chute brutale et très rapide jusqu'à atteindre un état ultime pour lequel l'échantillon continue à se déformer avec une résistance ultime de palier très faible (état de plasticité parfaite) ( $q_{ult}=8$  kPa) (Fig.4.1a).

Les échantillons de sable non renforcé dans ce cas manifestent une tendance à la contractance en début d'essai entraînant une augmentation de la surpression interstitielle pour ensuite

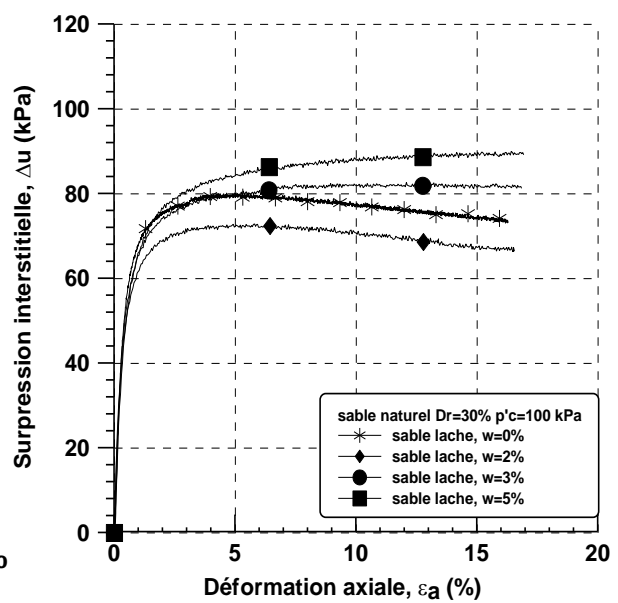
passer à un comportement dilatant avec diminution légère de la surpression interstitielle (Fig.4.1b) surtout pour les échantillons avec une teneur en eau de  $w=0$  et 2%. Par contre, pour l'échantillon du sable avec  $w=5\%$  l'évolution de la surpression interstitielle (Fig.4.1b) passe dans un premier temps par un taux de génération très important coïncidant avec l'augmentation du déviateur de contrainte. Ce taux diminue ensuite progressivement avec stabilisation à une valeur proche de la pression de confinement. La surpression interstitielle commence à se stabiliser à une déformation axiale supérieure à 6 %. Cette stabilisation est à associer à la stabilisation du déviateur des contraintes dans le plan  $(q, \epsilon_a)$  et par conséquent à l'apparition de l'état de plasticité parfaite.

Après une phase initiale de contractante, le chemin de contrainte (Fig.4.1c) présente un point de rebroussement clair avec apparition de dilatance au seuil caractéristique et remontée du chemin des contraintes le long de la droite de rupture, néanmoins cette dilatance diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale.

Le chemin des contraintes effectives suivi au cours de l'essai d'un sable avec une teneur en eau de  $w=5\%$  (Fig.4.1c), présente tout d'abord une phase initiale pratiquement verticale, qui correspond à un comportement proche de l'élasticité isotrope en petites déformations puis il migre progressivement vers l'origine des axes et les faibles valeurs de  $p'$  avec franchissement du pic de résistance et décroissance du déviateur jusqu'au point d'état ultime qui constitue un point d'accumulation sur lequel il se stabilise.

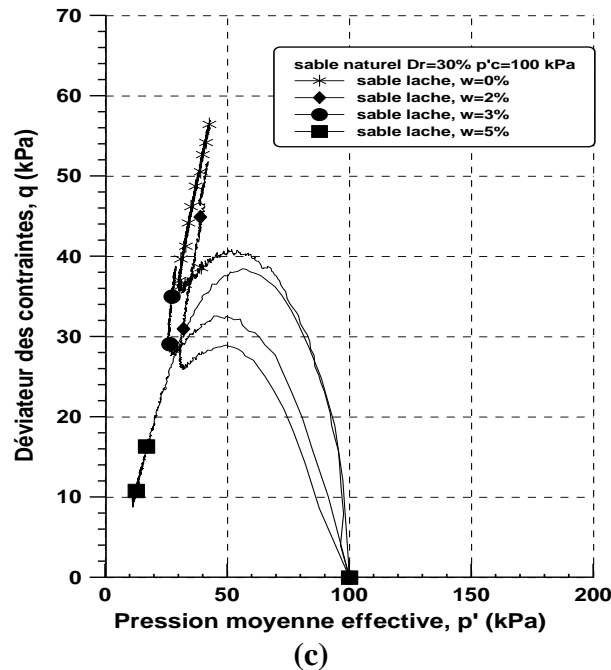


(a)



(b)





**Figure 4.1** Réponse non drainée monotone du sable naturel de CHLEF non renforcé ( $Dr=30\%$ ) à l'état humide.

(a) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$ .

### 4.3 Comportement mécanique sable naturel de Chlef renforcé à l'état humide

Afin de mettre en évidence le rôle joué par les fibres de polypropylène sur le comportement non drainé du sable renforcé humide avec des teneurs en eau de  $w=2, 3$  et  $5\%$ , notamment sur ses caractéristiques de liquéfaction, on représente sur les figures 4.2, 4.3 et 4.4 les résultats obtenus pour des essais de compression réalisés sur des éprouvettes fabriqués avec une densité relative de  $Dr=30\%$  et consolidés sous une pression isotrope de  $100$  kPa.

#### 4.3.1 Variation de déviateur de contrainte

Les figures 4.2a, 4.3a et 4.4a montrent l'évolution de la résistance à la liquéfaction statique des échantillons du sable humide sans et avec renforcement. On note que le pic de déviateur de contrainte augmente avec l'ajout des fibres de polypropylène pour les trois teneurs en eau ( $w=2, 3$  et  $5\%$ ) où le pic est atteint en moyenne déformation ( $0-1\%$ ). Après le pic, on constate une diminution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en eau et du pourcentage des fibres. Cette résistance atteint des valeurs de  $43, 39$  et  $33$  kPa pour des teneurs en eau  $2, 3$  et  $5\%$  respectivement pour  $f_c=0.8\%$ . L'augmentation de la teneur en eau provoque le déplacement vers le haut du post-pic liquéfaction et cela est très apparent à des teneurs en eau de  $3$  et  $5\%$ , par contre à  $2\%$  d'eau le post-pic liquéfaction ou l'amorce de la liquéfaction diminue avec l'augmentation du pourcentage des fibres.

Après cette phase de diminution, la résistance des échantillons ayant  $w=2$  et 3% d'eau augmente progressivement sans atteindre de palier. Cependant les échantillons à  $w=5\%$  d'eau, suivent ensuite un fort radoucissement jusqu'à l'obtention d'une résistance ultime constante très faible. Les valeurs résiduelles obtenues en fin d'essai sont de l'ordre de 78.09, 43.16 et 33.4 kPa pour des teneurs en eau de 2, 3 et 5% respectivement à  $f_c=0.8\%$ . Le résultat typique du sable humide renforcé a montré également une amélioration du comportement à la liquéfaction avec la diminution de la teneur en eau initiale.

Les courbes de cisaillement présentées dans les figures 4.2a, 4.3a et 4.4a montrent que l'on passe de manière continue d'un comportement radoucissant liquéfiant pour la structure la plus humide à un comportement durcissant parfaitement stable pour la structure la plus sèche.

#### **4.3.2 Variation de surpression interstitielle**

Les Figures 4.2b, 4.3b et 4.4b présentent l'évolution de la surpression interstitielle du sable lâche humide renforcé et non renforcé avec différentes teneurs en eau ( $w=2, 3$  et 5%).

Il peut être remarquées de ces figures, que les surpressions interstitielles diminuent avec la diminution de la teneur en eau et augmentent avec le renforcement. Par exemple, pour  $f_c=0.3\%$ , le niveau de surpression interstitielle atteint des valeurs de 89.37%, 78.48% et 69.82% pour des teneurs en eau de 5, 3 et 2% respectivement.

Egalement, les échantillons testés présentent une augmentation de la pression interstitielle jusqu'au maximum de pic en moyennes de déformations (1-2%) accompagnée d'une légère dissipation de pression particulièrement plus prononcée pour les échantillons avec  $w=2\%$  et une augmentation de la surpression interstitielle pour les échantillons avec  $w= 3$  et 5%.

En ce qui concerne l'effet du renforcement, il est constaté que la variation de la pression interstitielle tend à augmenter avec l'ajout des fibres plus spécialement pour  $w=2\%$ . Par contre, pour  $w=3$  et 5% les courbes se rapprochent quand la teneur en eau augmente. L'influence du renforcement sur la variation de la pression interstitielle est clairement remarquée pour les trois teneurs en eau, où l'on peut constater que l'effet des fibres de renforcement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau et l'amélioration ne joue aucun rôle pour la valeur maximale de la teneur en eau.

#### **4.3.3 Chemin de contrainte**

Les courbes du chemin de contrainte ( $q-p'$ ) de cette série d'essais sont présentées sur les figures 4.2c, 4.3c et 4.4c. Ces courbes montrent l'effet néfaste de l'augmentation de la teneur en eau sur le comportement du sable renforcé avec fibres. En effet, les échantillons avec  $w=5\%$  ont une tendance claire à la liquéfaction. En diminuant la teneur en eau, la tendance

devient moins prononcée. En générale, ces résultats confirment la tendance obtenue par (Della et al. 2011) concernant l'influence de la teneur en eau sur la diminution de la résistance à la liquéfaction.

Egalement, l'influence de l'ajout des fibres est clairement observée sur la variation du chemin de contrainte. L'ajout des fibres de renforcement augmente la pression moyenne effective et le déviateur de contrainte maximal par rapport aux échantillons non-renforcés. L'effet du renforcement a montré un comportement stable plus particulièrement pour les échantillons cisailés sous une teneur en eau qui ne dépasse pas 2%.

On a donc coexistence, sur une plage d'états initiaux correspondant généralement à différentes teneurs en eau, entre une phase de radoucissement initiale post-pic (amorce de la liquéfaction) et une phase de durcissement propre à la dilatance. La phase intermédiaire entre le comportement contractant et le comportement dilatant correspond à la liquéfaction limitée telle qu'elle a été décrite auparavant par Castro (1969), et Ishihara (1993). Elle est nettement visible dans la série d'essais du sable humide avec  $w=0$  et 2%.

Rappelons que le point pour lequel le minimum de résistance est obtenu avec changement de phase (contractance-dilatance) correspond à l'état caractéristique que l'on retrouve au point de rebroussement observés sur les chemins de contraintes dans le plan  $(q, p')$ .

En conclusion, nous pouvons dire que le potentiel d'initiation de la liquéfaction diminue d'une part avec l'augmentation du pourcentage de fibre et d'autre part, ce potentiel augmente avec l'augmentation de la teneur en eau, et que, selon la valeur de cette dernière, on peut passer d'un état parfaitement instable pour une teneur en eau forte à un état très stable pour une petite teneur en eau et un fort taux de renforcement.

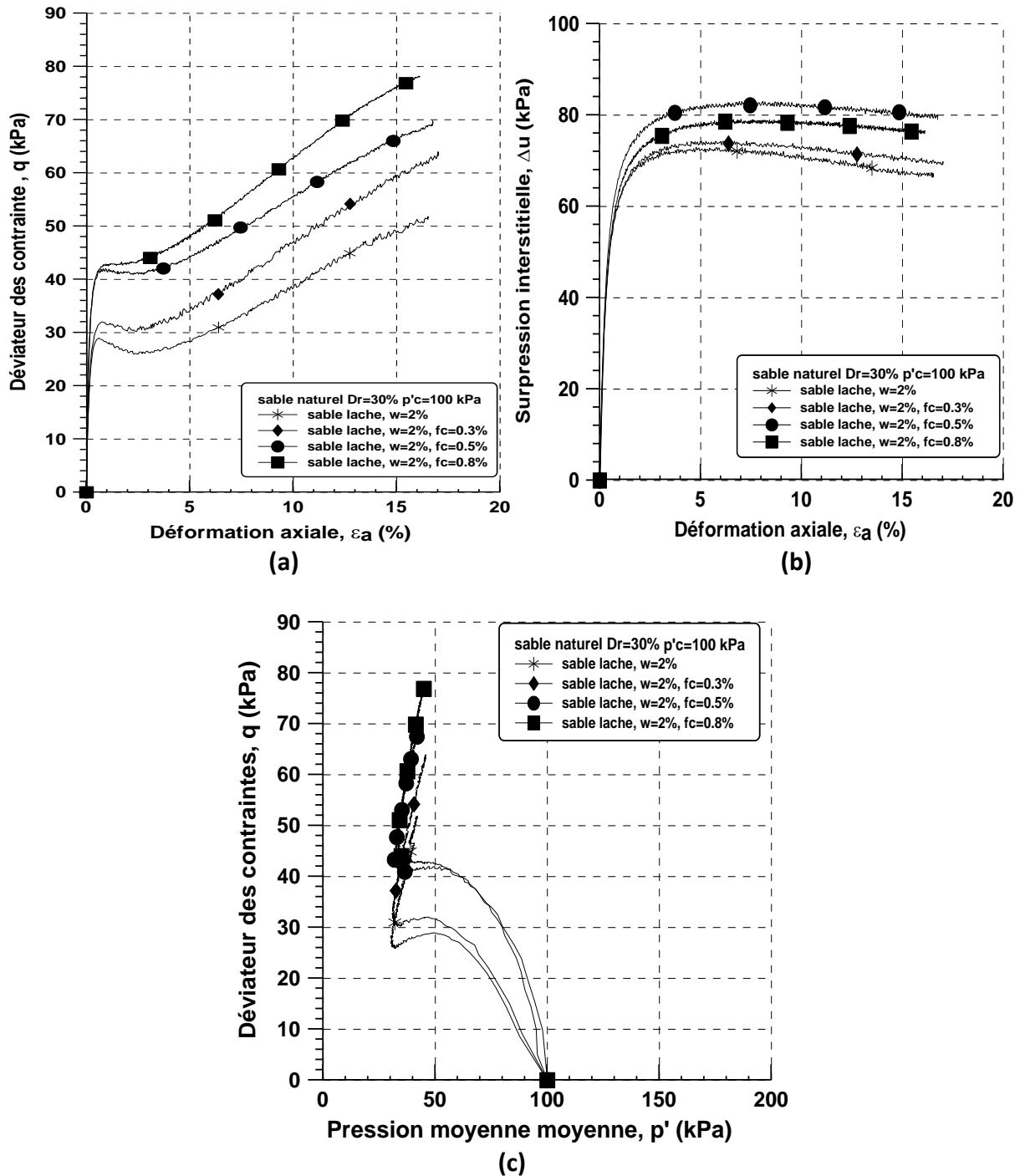


Figure 4.2 Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef (Dr=30%) à l'état humide pour w=2%

(a) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$

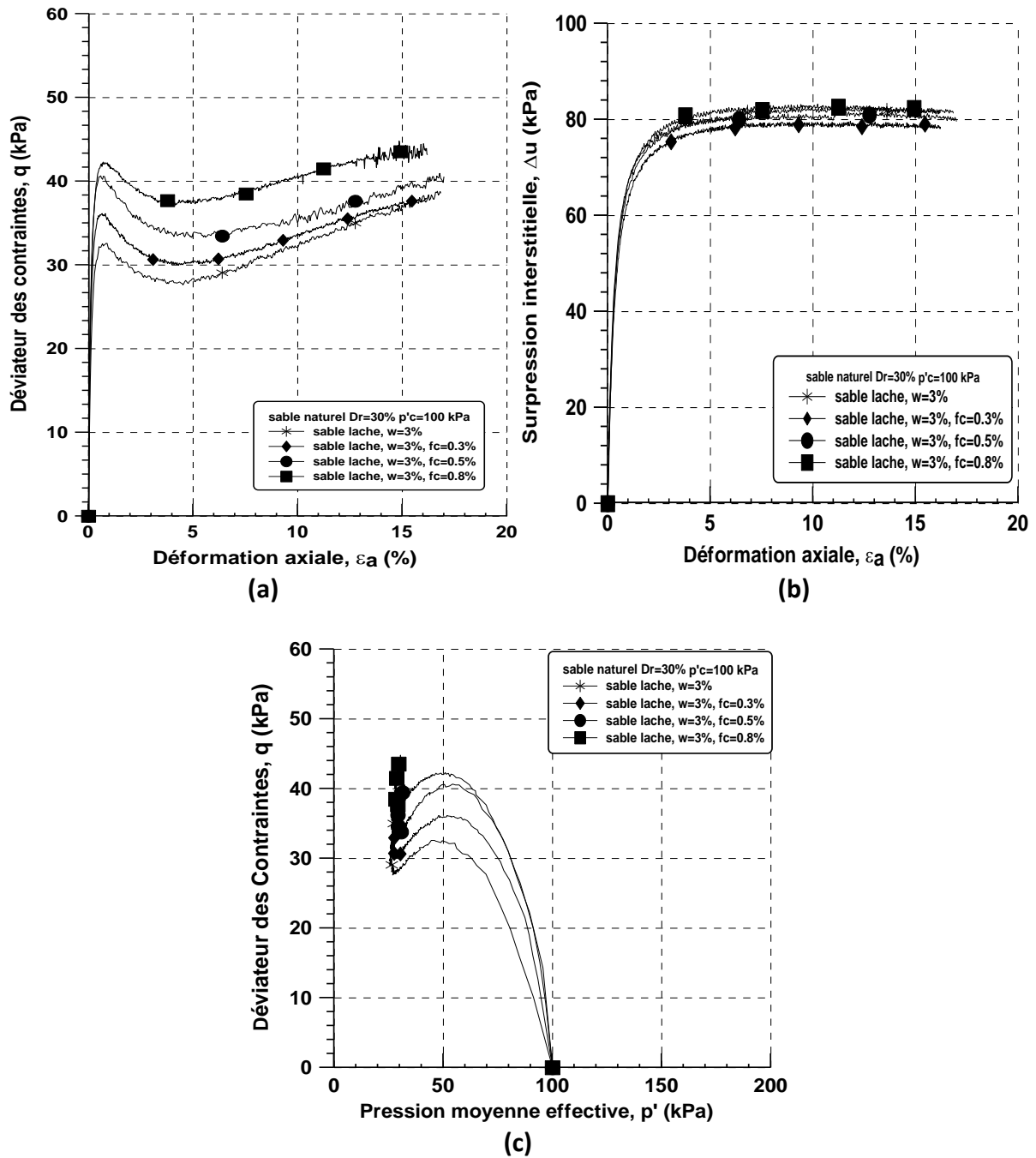


Figure 4.3 Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef (Dr=30%) à l'état humide pour w=3%

(c) Courbe q- $\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u$ - $\varepsilon_a$ ; (c) Courbe q-p'

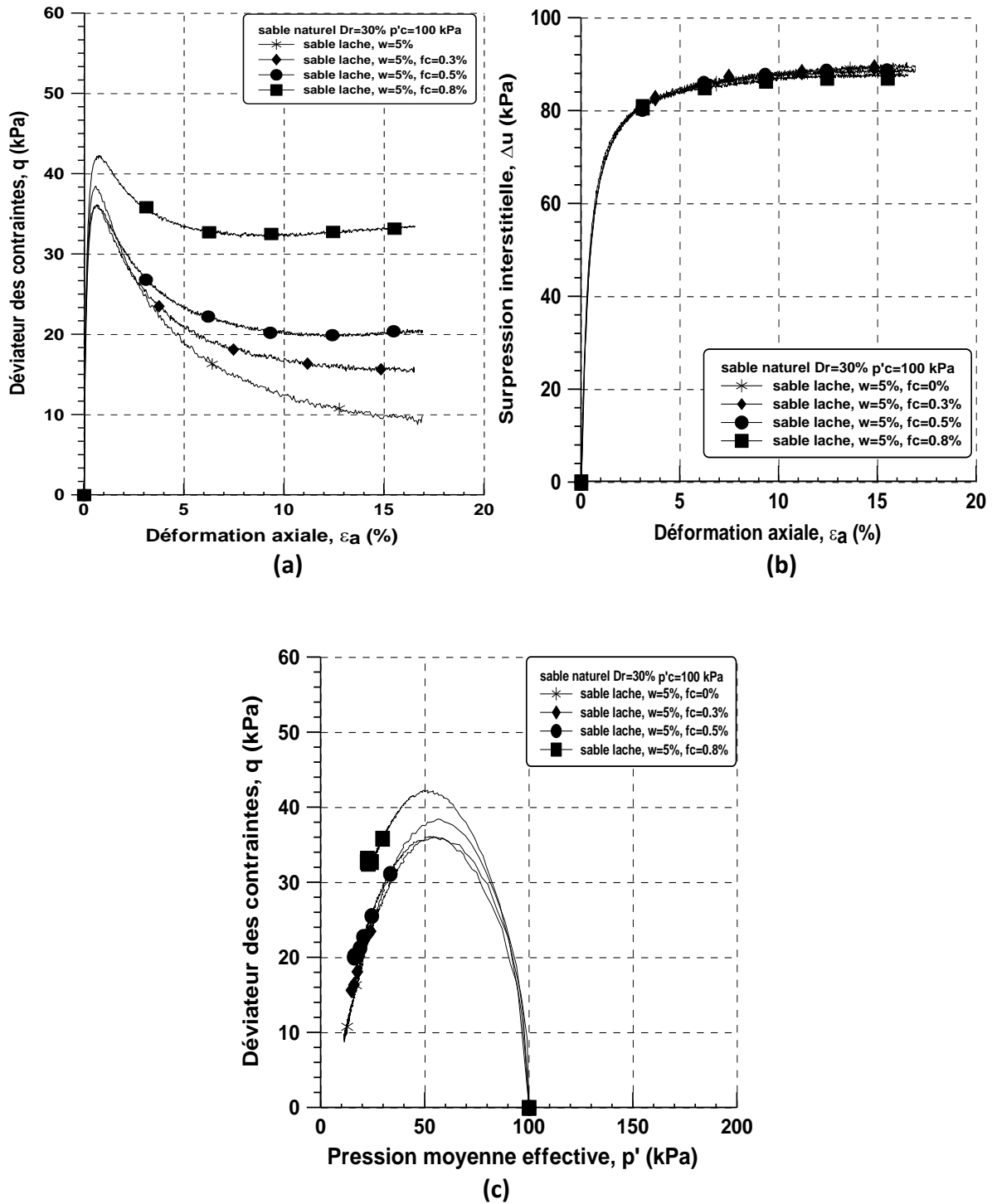


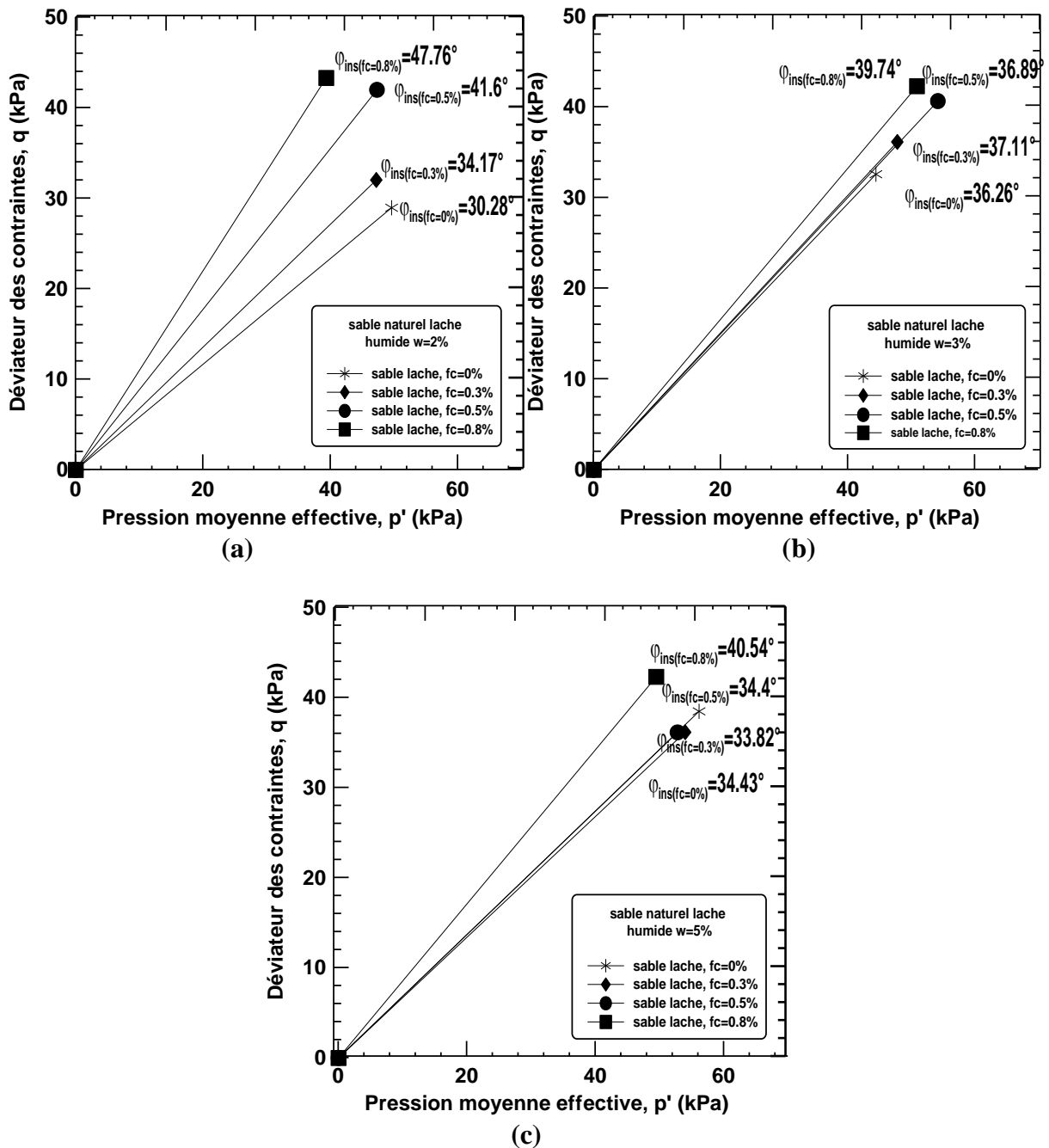
Figure 4.4 Réponse non drainée monotone du sable naturel de Chlef ( $Dr=30\%$ ) à l'état humide pour  $w=5\%$

(d) Courbe  $q-\varepsilon_a$ ; (b) Courbe  $\Delta u-\varepsilon_a$ ; (c) Courbe  $q-p'$

#### **4.4 Influence de la teneur en fibres sur l'instabilité non drainée du sable humide**

L'instabilité est un phénomène de défaillance catastrophique des sols granulaires saturés induit par des événements naturels tels que les tremblements de terre, l'action des vagues et des vibrations, etc. Le sol peut devenir instable avant que l'état de contrainte de rupture ne soit atteint dans des conditions non drainées, ce qui a été observé par Kramer (1996) qui a étudié le comportement monotone des sables saturés en termes de lignes d'instabilité considérant des essais triaxiaux en conditions non drainées.

Les données de la présente étude sont reproduites dans la figure 4.5 en vue d'analyser les effets de méthode de préparation d'échantillons (pluviation à sec et le damage humide) et le pourcentage des fibres ( $F_c = 0$  à  $0.8\%$ ) sur les lignes d'instabilités des mélange sable-fibres à différentes teneurs en eau ( $w=0, 2, 3$  et  $5\%$ ). A partir de cette figure, on peut observer que les pentes de lignes d'instabilité augmentent avec l'augmentation du pourcentage de fibres ( $F_c=0$  à  $0.8\%$ ) pour toute la gamme des teneurs en eau et la densité relative initiale ( $D_r = 30\%$ ). En outre, les échantillons secs sont plus stables et plus dilatants que ceux préparés avec plusieurs teneurs en eau et la zone d'instabilité des sables humides sont plus grandes que celle du sable sec (les pentes d'instabilités des échantillons préparés par la méthode PS sont supérieures à celles des échantillons préparés par la méthode DH). Ces résultats sont en bon accord avec ceux de Benahmed et al. (2004) et Della et al. (2014a et 2014b); qui ont conclu que la méthode de pluviation à sec provoque un comportement plus dilatant ou un caractère stable, tandis que les échantillons préparés par le damage humide présentent un comportement plus contractant ou instable. De plus, à partir de la figure 4.5, on remarque que la pente de la ligne d'instabilité diminue avec l'augmentation de la teneur en eau et la tendance inverse est observée dans le cas d'échantillons reconstitués par pluviation à sec.

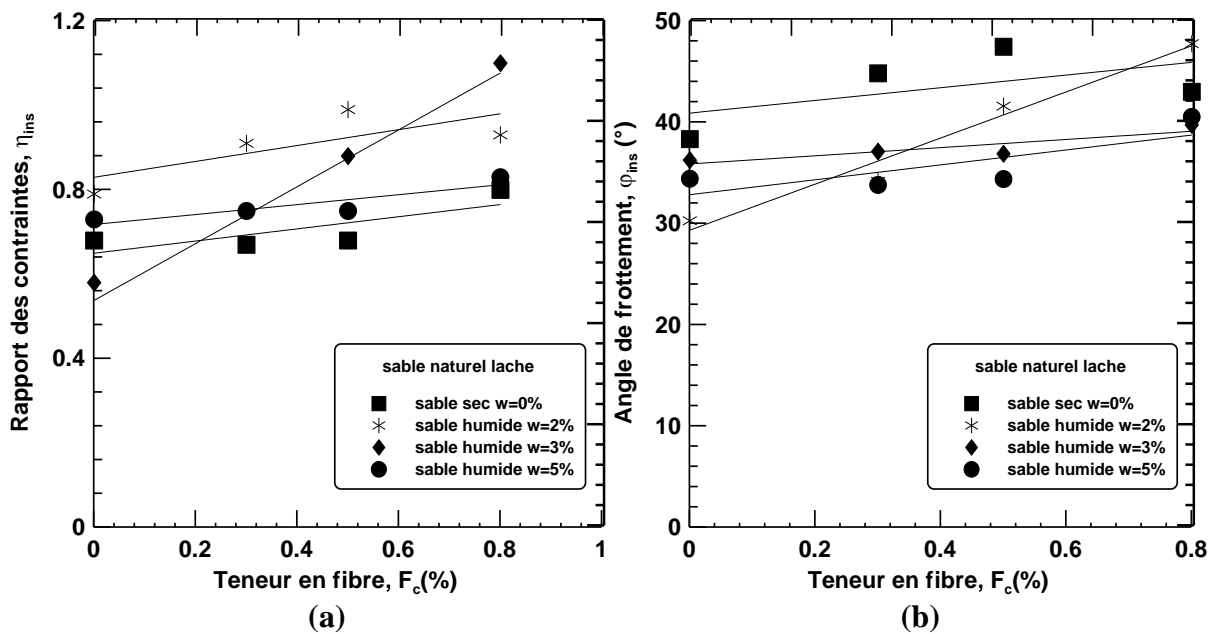


**Figure 4.5** Evolution de la ligne d'instabilité avec la variation de teneur en eau du sable renforcé et non renforcé et consolidé à  $p'_c=100\text{kPa}$   
 (a)  $w=2\%$ , (b)  $w=3\%$  et (c)  $w=5\%$ .

L'influence du pourcentage des fibres sur la variation de l'angle de frottement d'instabilité est présentée sur la Figure 4.6. Les valeurs des angles d'instabilité correspondent aux points du premier pic des courbes de déviateur de contrainte. Il est remarqué que l'ajout des fibres augmente la résistance au pic de déviateur de contrainte. Egalement, les résultats montrent que l'angle de frottement d'instabilité augmente de façon linéaire avec l'ajout du



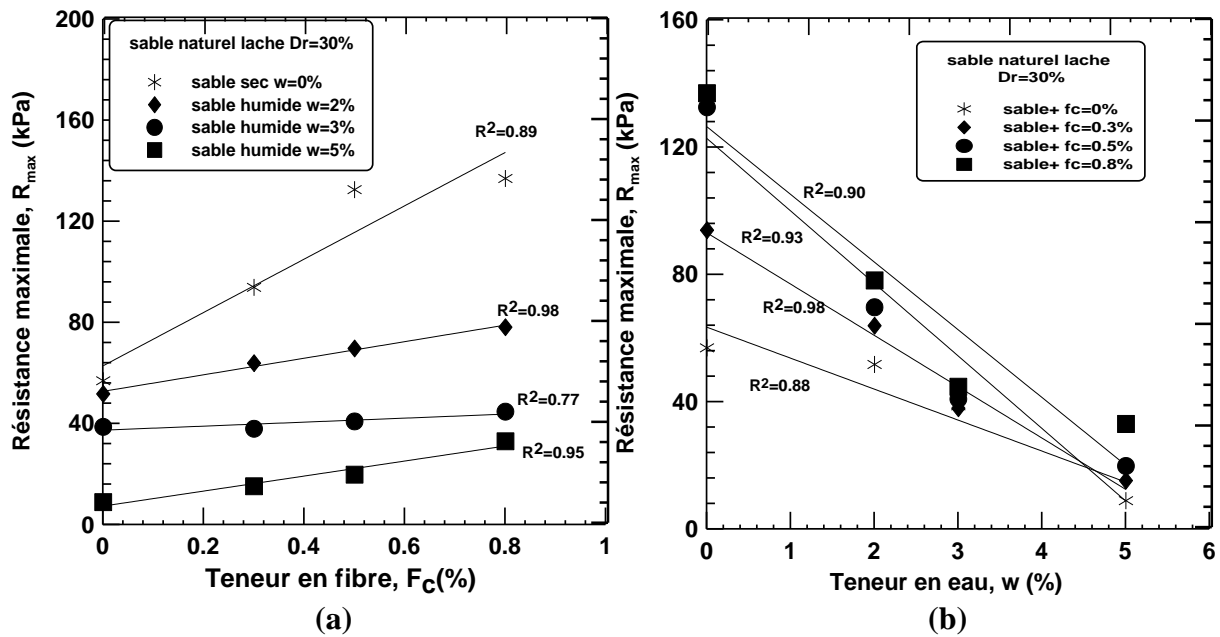
renforcement par fibres quel que soit la variation de la teneur en eau, où l'angle ( $\varphi_{ins}$ ) varie de  $30.28^\circ$  pour un échantillon non renforcé à  $47.76^\circ$  pour l'échantillon du sable avec  $F_c = 0.8\%$  à  $w=2\%$ . Il est à remarquer que la diminution de la teneur en eau engendre une augmentation des valeurs de l'angle de frottements d'instabilité ( $\varphi_{ins}$ ). Il est intéressant de remarquer que l'on a des allures raisonnablement linéaires d'évolution de ces deux paramètres avec  $F_c$ , ce qui pourrait permettre de prévoir, de manière relativement simple, les seuils d'initiation de l'instabilité pour différents conditions initiales.



**Figure 4.6** Evolution de l'angle de frottement et du rapport de contrainte à l'initiation de l'instabilité en fonction de la teneur en fibre à  $p'_c=100\text{kPa}$ .

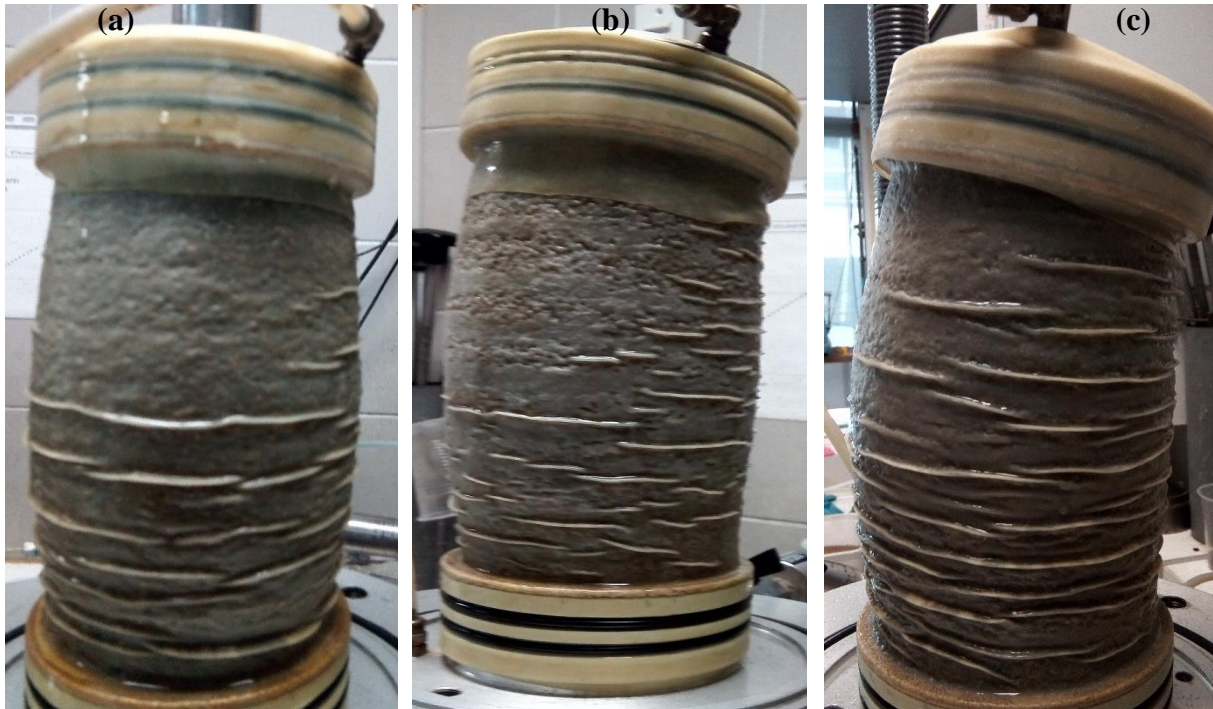
#### 4.5 Influence du renforcement et de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement maximale

La figure 4.7 présente l'influence du renforcement sur l'évolution de la résistance au cisaillement maximal non drainée à la fin d'essai du sable naturel de Chlef, paramétrée par la teneur en eau. On observe que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation du renforcement. On note également que cette augmentation est d'autant plus importante que la teneur en eau est faible. On constate une diminution linéaire de la résistance en fonction de la teneur en eau pour les échantillons testés. Cette diminution montre que l'humidité a un effet négatif important sur le comportement mécanique du sable comparativement aux matériaux secs (Figure 4.7b).



**Figure 4.7** Influence du (a) renforcement et (b) de la teneur en eau sur la résistance maximale (fin de l'essai) à  $p'_c=100\text{kPa}$ .

On observe aussi que les échantillons secs sont plus stables et montrent un caractère dilatant que ceux humides, préparés avec plusieurs teneurs en eau (méthode DH) (Figure 4.8). Le taux d'humidité accélère l'instabilité des échantillons, ce qui se traduit par une faible résistance au cisaillement non drainée maximale. En effet elle cette humidité provoque la liquéfaction statique (liquéfaction complète) des mélanges sable-renforcement conduisant à leur effondrement. Ces différences de comportement peuvent être expliquées par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la formation de macropores qui sont facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent le contact entre les grains (Mahmoudi, 2017).



**Figure 4.8** Forme finale des échantillons humides renforcés à 0.8% de fibres après cisaillement.

(a)  $w=2\%$ , (b)  $w=3\%$ , (c)  $w=5\%$ .

#### 4.6 Influence du mode de préparation des échantillons sur la réponse non drainée du sable

##### 4.6.1 Relation entre la pluviation à sec et le damage humide d'un sable renforcé

Afin d'étudier l'influence de l'état initial sur le comportement du sable de Chlef renforcé et non renforcé en conditions non drainées, deux modes de préparation ont été utilisés, la pluviation à sec et le damage humide avec différentes teneurs en eau de 0, 2, 3 et 5% un confinement de 100 kPa.

La variation de la résistance au cisaillement maximale non drainée des échantillons renforcés et non renforcés préparés par la pluviation à sec ( $q_{\max\_PS}$ ) et par damage humide ( $q_{\max\_DH}$ ) des mélanges sable-fibres est abordée dans cette section.

Les courbes de variation de la résistance de cisaillement maximale ( $q_{\max}$ ) pour les deux modes de dépôts du sol sont présentées sur la figure 4.9, afin d'établir le rapport de relation entre la méthode de pluviation à sec et la méthode de damage humide en termes de résistance au cisaillement non drainée du sable renforcé de Chlef pour des teneurs de fibres de  $F_c=0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$ .

On constate d'après cette figure, que la résistance au cisaillement maximale non drainée d'échantillons préparés par pluviation à sec ( $q_{\max\_PS}$ ) augmente d'une manière logarithmique

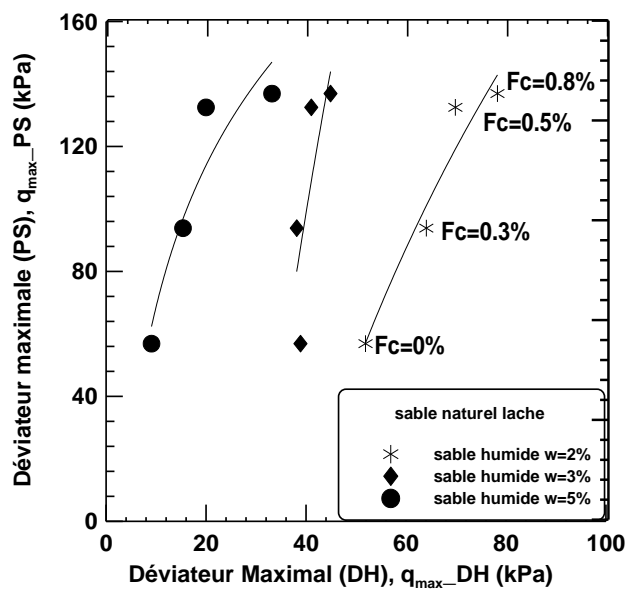
avec l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée maximale d'échantillons préparés par damage humide ( $q_{\max\_DH}$ ) par la relation :

$$(q_{\max\_PS}) = C \cdot \log (q_{\max\_DH}) + A \quad (4.1)$$

Le tableau 4.1 illustre les coefficients A, C et le coefficient correspondant de détermination ( $R^2$ ) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

**Tableau 4.1** Les coefficients A, C et  $R^2$  pour l'équation (4.1).

W	2%	3%	5%
A	-765.53	-1344.45	-80.33
C	208.41	391.47	65.00
$R^2$	0.93	0.58	0.88

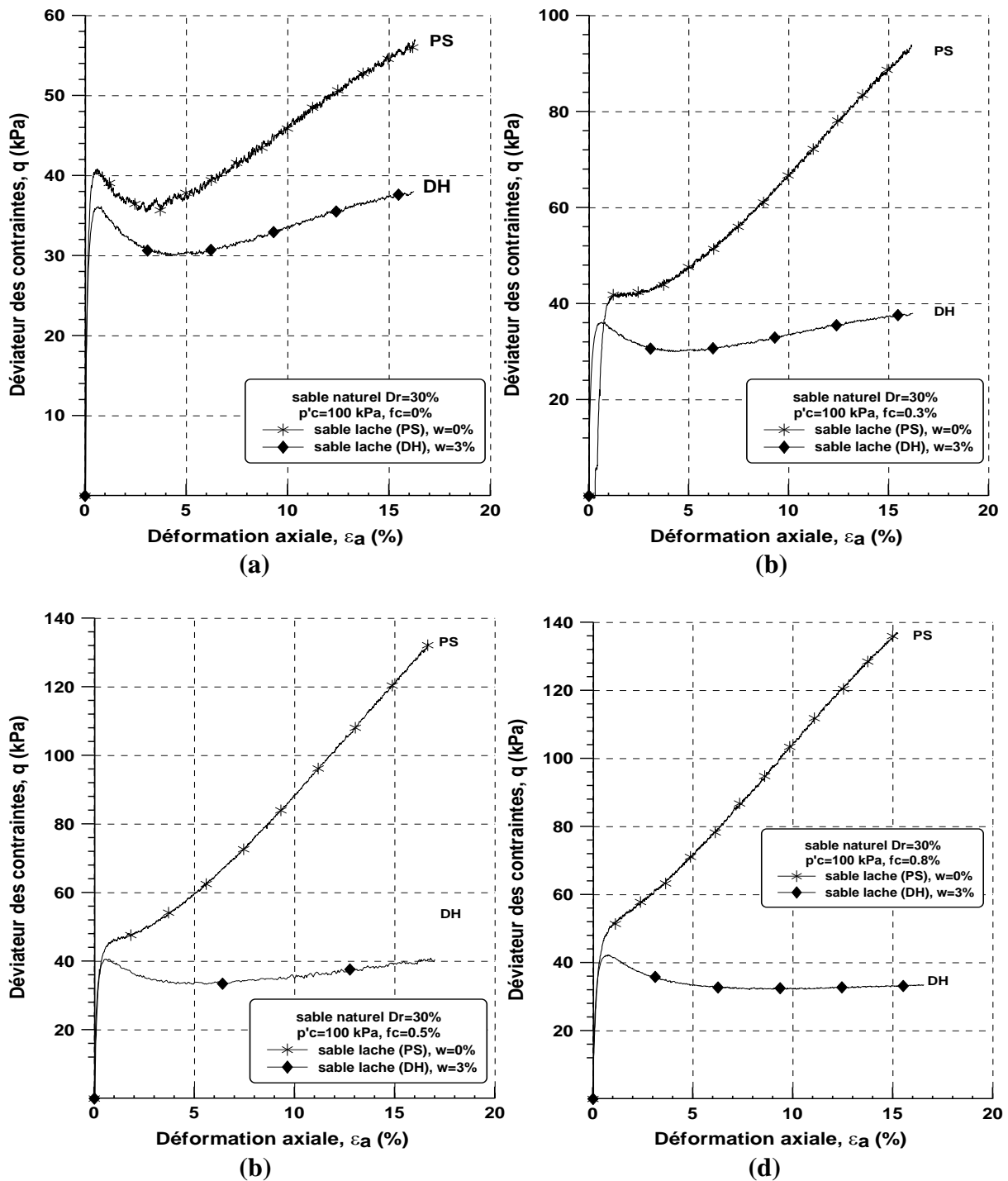


**Figure 4.9** Résistance au cisaillement maximale (PS) vs résistance au cisaillement maximale des échantillons (DH) renforcés et non renforcés à  $p'_c=100\text{kPa}$ ,  $Dr=30\%$ .

La figure 4.10 présente les résultats obtenus pour les deux modes de déposition, à savoir la pluviométrie à sec (PS) ( $w=0\%$ ) et le damage humide (DH) ( $w=3\%$ ). Cette figure permet de mettre en évidence de manière très nette une différence de comportement entre les deux modes de préparation des éprouvettes.

On constate que l'échantillon fabriqué par damage humide manifeste un comportement liquéfiant avec une phase de radoucissement marquée et un état ultime à résistance stabilisée très faible rendant compte d'un comportement uniquement contractant malgré l'ajout du

renforcement. En ce qui concerne l'échantillon fabriqué par pluviation à sec, par contre, on observe à peine l'amorce d'un pic de résistance sans radoucissement significatif, suivi très rapidement d'une réaugmentation du déviateur des contraintes, devenant plus prononcée avec l'ajout du renforcement rendant compte d'un comportement clairement dilatant.



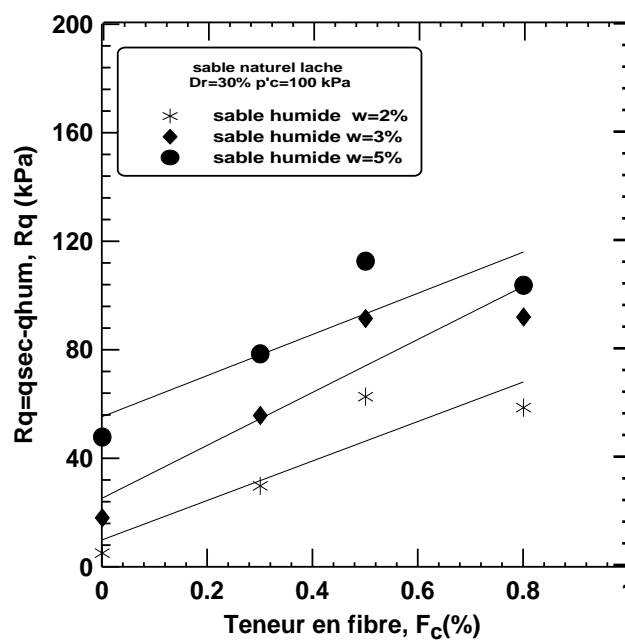
**Figure 4.10** Influence du mode de déposition sur le comportement du sable de Chlef. Courbes  $q - \varepsilon_a$  à des teneurs en fibres de (a)  $F_c=0\%$ , (b)  $F_c=0.3\%$ , (c)  $F_c=0.5\%$ , (d)  $F_c=0.8\%$ .

#### 4.6.2 Influence du mode de dépôt sur le rapport des contraintes

Pour mieux cerner l'effet de la méthode de préparation sur la résistance du sable renforcé, on définit le paramètre ( $R_q$ ) caractérisant la différence de la contrainte déviatorique maximale ( $q_{max}$ ) du sable préparé par les deux différentes méthodes de préparation (pluviation à sec et damage humide) exprimé par la formule :

$$R_q = q_{sec} - q_{hum} \quad (4.2)$$

La Figure 4.11 présente la variation du rapport ( $R_q$ ) en fonction de la teneur en fibres. On note que le paramètre ( $R_q$ ) augmente de manière linéaire avec l'ajout du pourcentage des fibres. ( $R^2=0.82, 0.86$  et  $0.77$  pour les teneurs en eau de  $w=2, 3$  et  $5\%$  respectivement).



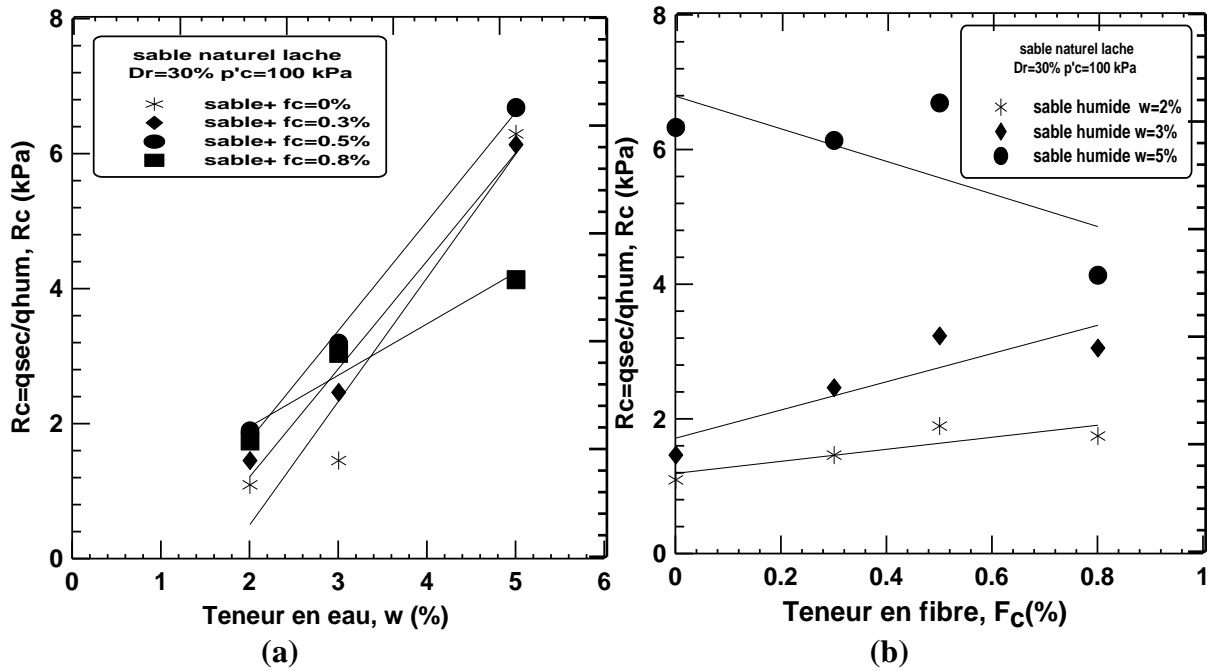
**Figure 4.11** Variation du paramètre  $R_q$  en fonction de la teneur en eau.

Il est constaté également que le paramètre ( $R_q$ ) tend à augmenter avec l'ajout du renforcement et par l'augmentation de la teneur en eau.

La Figure 4.12 illustre la variation du paramètre ( $R_c$ ) en fonction de la teneur en eau défini par le rapport de déviateur de contrainte maximal comme suit:

$$R_c = q_{maxSEC} / q_{max hum} \quad (4.3)$$

On remarque sur cette figure que la variation du rapport ( $R_c$ ) tend à diminuer avec l'augmentation de la teneur en eau. Les résultats trouvés montrent clairement l'influence de l'efficacité du renforcement.

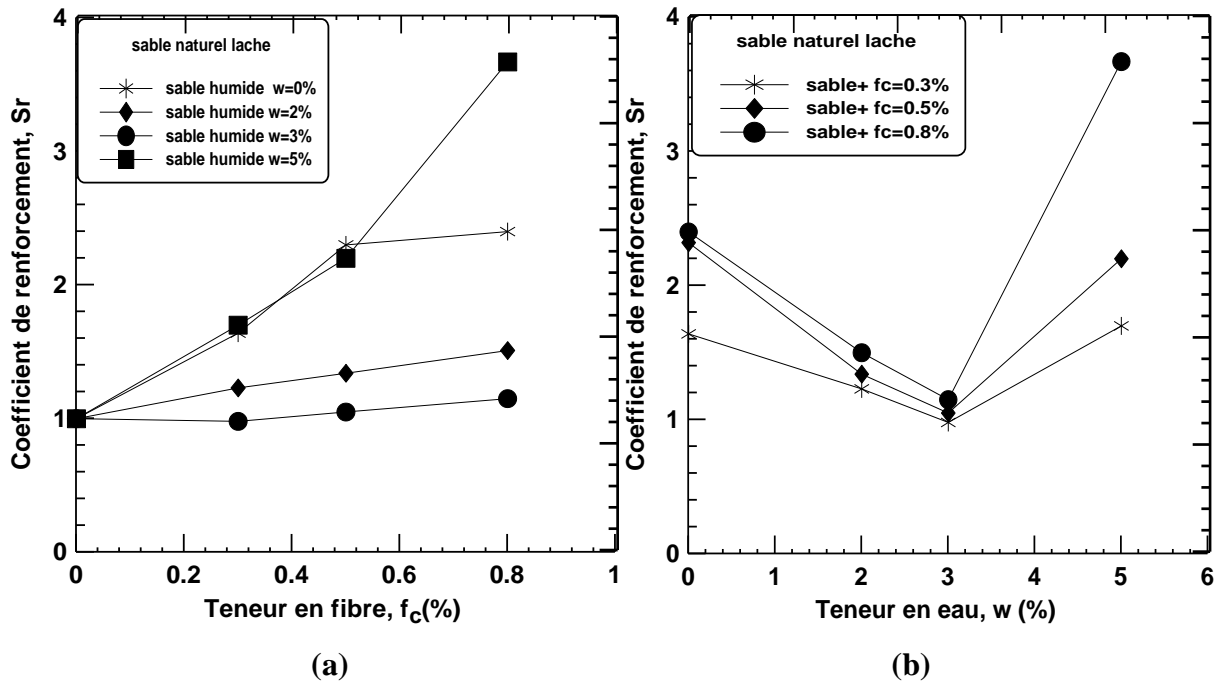


**Figure 4.12** Variation du rapport  $R_c$  des échantillons humides ( $D_r=30\%$ ) à  $p'_c=100$  kPa :  
 (a) En fonction de la teneur en eau ; (b) en fonction de la teneur en fibre.

#### 4.7 Variation du coefficient de renforcement

La figure 4.13 présente la variation de coefficient de renforcement de fibres pour des échantillons de sable lâche humide ( $D_r=30\%$ ) en fonction de la teneur en eau et du pourcentage de fibre (voir chapitre 3, §3.4.5).

On note de cette figure que l'efficacité du renforcement est fortement influencée par la teneur en eau. On remarque que le coefficient de renforcement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à  $w=3\%$  puis réaugmente à  $w=5\%$ . Les valeurs de coefficient de renforcement ( $S_r$ ) obtenues augmente avec l'augmentation de la teneur en fibre par exemple à  $w=3\%$  le  $S_r$  varie de 0.9, 1.05 et 1.15 pour une teneur en fibre  $f_c=0.3$ , 0.5 et 0.8% respectivement. Ces résultats confirment ceux déjà présentés par (Haeri et al. 2000, Latha and Murthy 2006, Benessalah et al. 2015).



**Figure 4.13** Variation du coefficient de renforcement  $S_r$  des échantillons humides ( $D_r=30\%$ ) à  $p'_c=100$  kPa : (a) En fonction de la teneur en eau ; (b) en fonction de la teneur en fibres.

#### 4.8 Module sécant

La Figure 4.14 illustre la variation du module de déformation sécant ( $E$ ) des échantillons humides en fonction du pourcentage des fibres. Les valeurs du module sécant ( $q/\varepsilon$ ) sont obtenues au point du premier pic de déviateur de contrainte. Il est noté à partir de ces résultats que le module sécant devient moins important avec l'augmentation de la teneur en eau. Cependant, il augmente avec l'ajout du renforcement. On remarque aussi que le module sécant ( $E$ ) atteint presque la même valeur pour les échantillons sans ou avec renforcement. Cette tendance est particulièrement observée pour les teneurs en eau de  $w=3$  et  $5\%$ . L'ajout des fibres fait augmenter le module sécant en petites et très petites déformations (en début de l'essai de cisaillement) et diminue avec l'augmentation de la déformation axiale (Figure 4.15).



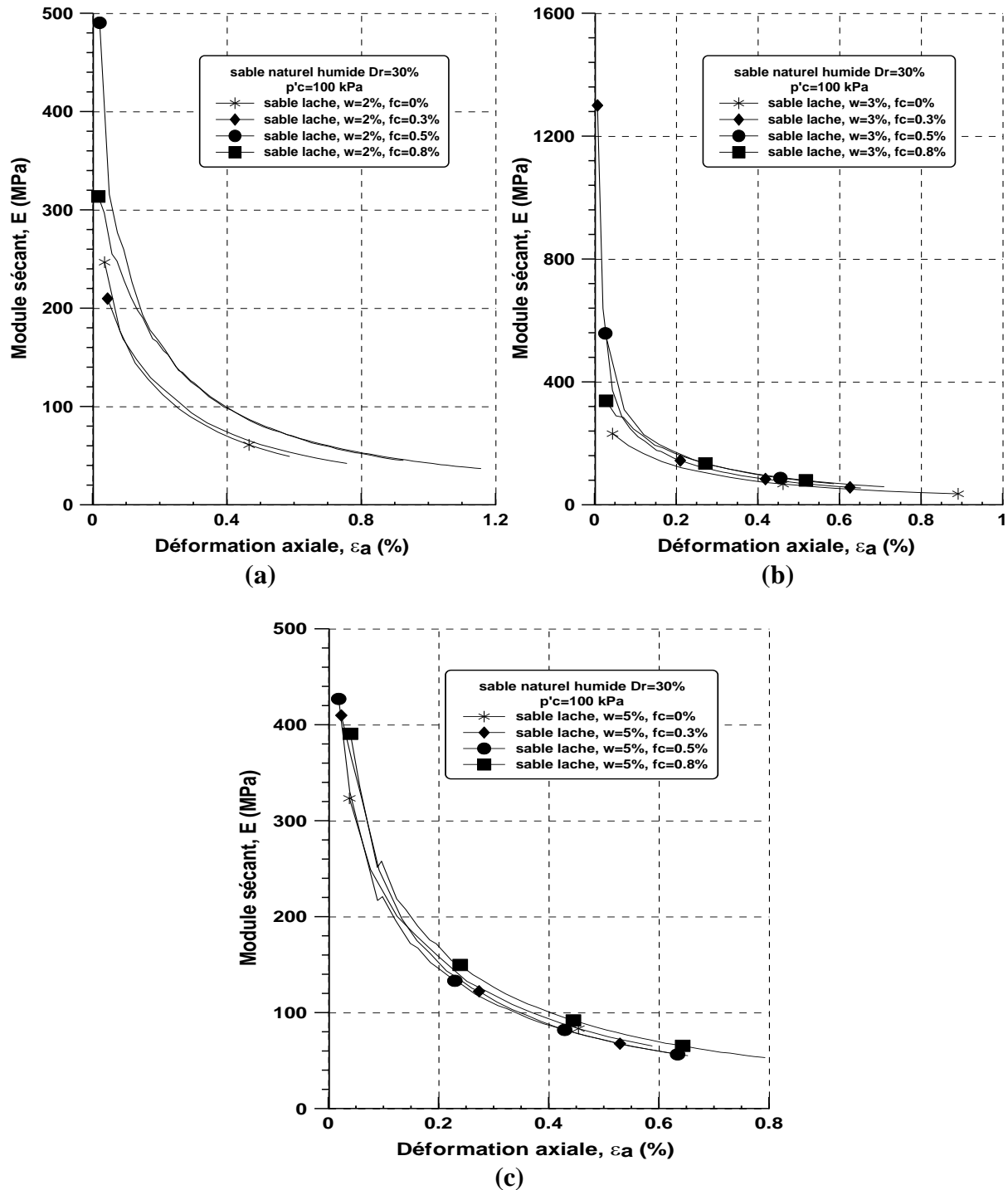
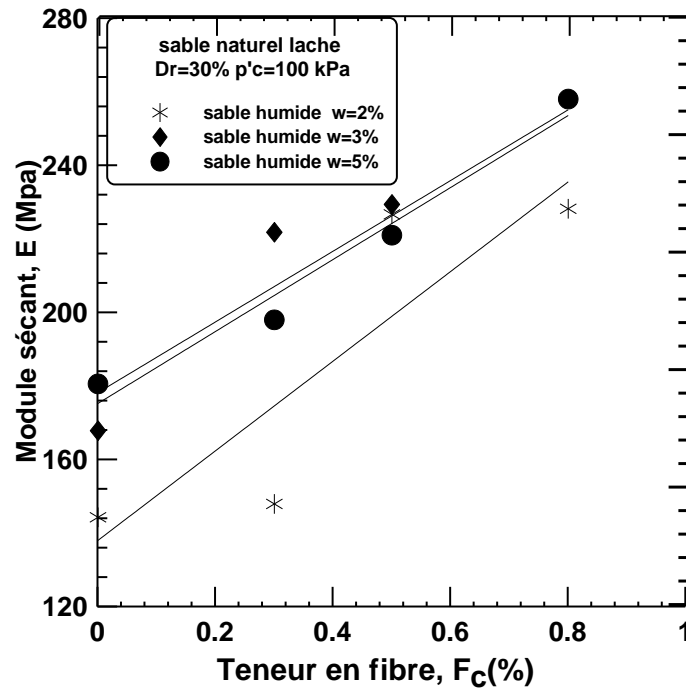


Figure 4.14 Evolution du module sécant des échantillons du sable humide en fonction de la déformation axiale  $\epsilon_a$ . (a)  $w=2\%$ , (b)  $w=3\%$ , (c)  $w=5\%$ .



**Figure 4.15** Variation du module sécant des échantillons du sable humide en fonction de la teneur en fibre à  $\varepsilon_a=0.1\%$ .

#### 4.9 Influence de la structure initiale sur la résistance au cisaillement résiduelle

Quand un échantillon de sol lâche, moyennement dense et dense est soumis au cisaillement en condition non drainée, la résistance au cisaillement non drainée augmente rapidement jusqu'à ce qu'elle atteigne un niveau de résistance correspondant à l'état de transition appelé changement de phase (contractance-dilatance) illustrée par la courbe du chemin de contrainte ( $q, p'$ ). Par convention, cette résistance au cisaillement s'appelle la résistance au cisaillement non drainée à l'état de transition de phase par (Ishihara., 1993) et à l'état caractéristique par Luong., 1978. Elle est définie par Ishihara., 1993 comme :

$$S_{us} = (q_s/2) \cos\varphi_{mob} = (M/2) \cos\varphi_{mob} (P'_s) \quad (4.4)$$

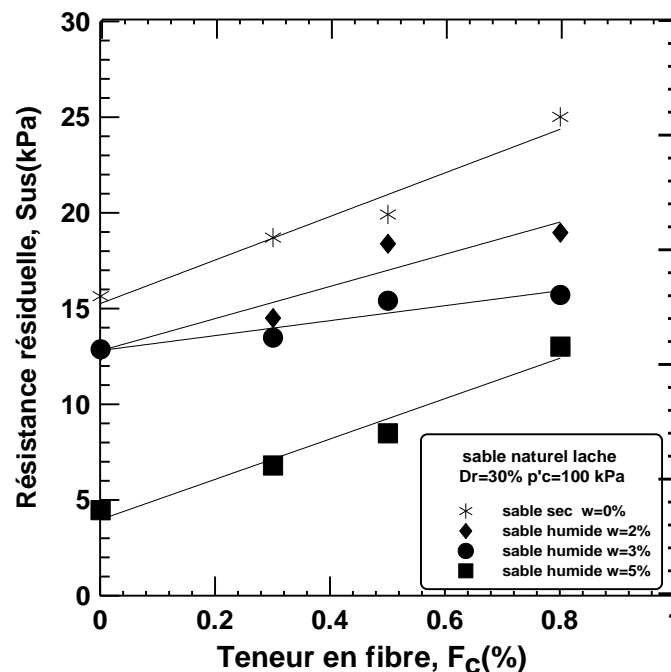
$$\varphi_{mob} = \text{Arcsin} \frac{3M}{6+M} \quad (4.5)$$

$$M = (6 \sin\varphi_s) / (3 - \sin\varphi_s) \quad (4.6)$$

Où  $q_s$ ,  $P'_s$  et  $\varphi_{mob}$  indiquent le déviateur de contrainte ( $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ), la contrainte effective moyenne principale  $(\sigma'_1 + 2 \sigma'_3)/3$  et l'angle de frottement inter particules mobilisé à l'état quasi stable (QSS) respectivement. Pour les essais non drainés réalisés sous une pression de confinement et différentes valeurs de la densité relative initiale, le déviateur de contrainte ( $q_s$ ) est estimé en phase de transition avec l'angle de frottement mobilisé. La résistance au cisaillement non drainée en phase de transition est calculée par l'équation (4.4).

La figure 4.16 indique l'effet de la structure initiale (modes de dépôt et teneurs en eau) et de la teneur en fibres ( $F_c = 0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$ ) sur la résistance au cisaillement résiduelle non drainée ( $S_{us}$ ) du sable de Chlef renforcé et non renforcé. Les échantillons ont été reconstitués avec une densité relative initiale lâche ( $D_r = 30\%$ ). On note à partir de cette figure que les échantillons secs indiquent une résistance au cisaillement résiduelle non drainée plus élevée que ceux préparés par damage humide avec différentes teneurs en eau. Cependant on peut constater d'après la figure 4.16, qu'une augmentation significative de la résistance résiduelle  $S_{us}$  est observée quand la teneur en fibres augmente, enregistrant une valeur maximale de la résistance  $S_{us}$  à  $0.8\%$  de fibre pour tous les échantillons étudiés pour l'état lâche. On remarque également l'effet négatif de l'augmentation de la teneur en eau sur l'amélioration de l'effort résiduel.

Ce comportement peut être expliqué par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent le contact entre les grains. Ces résultats sont conformes à ceux trouvés par (Mahmoudi, 2017 et Della et al. 2014).



**Figure 4.16** Influence du pourcentage des fibres sur la variation de la résistance de cisaillement résiduelle non drainée du sable.

#### 4.10 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les résultats de plusieurs séries d'essais monotones non drainées effectuées sur des échantillons secs et humides du sable naturel de Chlef non renforcé et renforcé par des fibres de polypropylène. Cette partie du travail nous a permis d'évaluer l'influence de la teneur en eau, du mode de déposition, ainsi que de la teneur en fibres sur le comportement du sable renforcé. Les échantillons ont été reconstitués avec deux techniques de reconstitution (pluviation à sec et damage humide) à une seule densité relative initiales ( $D_r=30\%$ ) et soumis à une pression de confinement initiale de ( $P'_c= 100$  kPa).

Les résultats obtenus sur les échantillons humides en termes de résistance à la liquéfaction statique montrent qu'après une phase d'augmentation de déviateur de contrainte qui atteint le premier pic, suivie d'une phase de chute de résistance (quasi-liquéfaction) a été observée pour les échantillons non renforcé et renforcé. Puis le déviateur réaugmente pour atteindre des valeurs de résistance maximale.

L'augmentation de la teneur en eau augmente le post-pic liquéfaction et cela est très apparent à une teneur en eau égale à 3 et 5%, par contre à 2% d'eau le post-pic liquéfaction ou l'amorce de la liquéfaction diminue avec l'augmentation du pourcentage des fibres.

Le passage entre ces deux phases est caractérisé par le point de rupture où les échantillons ont atteint des valeurs de pression interstitielle maximale. En ce qui concerne la variation de la pression interstitielle, les échantillons renforcés ont montré des niveaux des pressions interstitielles plus importants par rapport au sol non renforcé.

L'influence du renforcement sur la variation de la pression interstitielle est clairement remarquée pour les trois teneurs en eau, avec la remarque que l'effet de fibre diminue avec l'augmentation de la teneur en eau et l'amélioration ne joue aucun rôle.

Ces résultats ont permis également de constater l'influence effective des fibres sur la réponse non drainée du sable préparé par les deux méthodes de déposition à différentes teneurs en eau. Il est noté que l'ajout des fibres aux échantillons du sable sec fait augmenter la résistance à liquéfaction par rapport aux échantillons humides.

Les échantillons lâches reconstitués par la méthode de pluviation à sec sont plus résistants que ceux préparés par la méthode de damage humide. La méthode de pluviation à sec présente un comportement plus dilatant ou un caractère de sol stable, tandis que la méthode de damage humide donne un comportement plus contractant ou un comportement instable. Ces différences de comportement peuvent être expliquées par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la

formation des macropores qui sont facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent le contact entre les grains. On note que les résultats obtenus sont en parfaite concordance avec de (Della et al., 2011a, b, Benahmed et al., 2004).

Des cas de liquéfaction statique complète sont obtenus pour les échantillons préparés par damage humide (DH) à  $w=5\%$  et  $F_c=0\%$  et tous les échantillons renforcés deviennent plus dilatants et plus résistants à la liquéfaction pour une teneur en fibres élevée ( $F_c=0.8\%$ ).

La résistance au cisaillement résiduelle et les angles de frottement d'instabilités des échantillons préparés par pluviation à sec (PS) sont plus importants que ceux préparés par le damage humide (DH).

Dans le chapitre suivant, on va présenter le comportement drainé du sable renforcé. On étudie également l'évolution de la résistance et l'effet du drainage sur le comportement du sable renforcé.

**CHAPITRE 5 : INFLUENCE DES FIBRES DE  
POLYPROPYLENE SUR LE COMPORTEMENT  
MECANIQUE DU SABLE RENFORCE EN CONDITION  
DRAINE SOUS CHARGEMENT MONOTONE**

## 5.1 Introduction

Dans le but de déterminer les caractéristiques mécaniques du sable prélevé au niveau des berges des Oued Chlef et de mettre en évidence l'effet du renforcement par fibres sur le comportement en compression de ce sable, des essais triaxiaux drainés ont été réalisés sur des échantillons de sable non renforcés et renforcés par différentes teneurs en fibres de polypropylène en vue d'étudier leurs comportements mécaniques en termes de variation volumique (contractance, dilatance), à l'état de rupture et à l'état critique des matériaux. Dans ce chapitre, nous avons analysé et comparé les résultats obtenus sur des échantillons lâches et denses du sable de la région de Chlef, tout en mentionnant l'effet de la teneur en fibres, de la pression de confinement et de la densité relative. En outre, les paramètres de résistance au cisaillement tels que: la cohésion ( $C$ ), l'angle de frottement ( $\varphi$ ), le module sécant et le rapport de résistance au cisaillement ( $SR$ ), ont été également calculés en vue de quantifier et d'analyser l'effet de la teneur en fibres et d'autres paramètres sur le comportement mécanique du sable étudié.

Le programme expérimental pris en considération dans cette étude comprend une série de 24 essais triaxiaux de type consolidé drainé CD (avec une vitesse de cisaillement évaluée à 0.5mm/sec). Les échantillons ont été préparés à deux états de densités différents lâche et dense et soumis à trois pressions de confinements 50, 100 et 200 kPa, non renforcés et renforcés par différentes teneurs en fibre de PP.

## 5.2 Comportement drainé du sable naturel non renforcé

L'étude du comportement drainé du sable de Chlef non renforcé sous sollicitation monotone a été menée dans le but de déterminer les caractéristiques de comportement de référence pour le matériau, en termes de comportement volumique (contractance, dilatance), de rupture et d'état critique, qui doivent servir de référence pour la suite des travaux.

Le programme expérimental a été défini pour les essais drainés des échantillons non renforcés à l'état sec de manière à mettre en évidence l'influence de paramètres significatifs qui régissent le comportement des sables soumis à un cisaillement, tels que l'indice des vides, la pression de confinement appliquée. Plusieurs séries d'essais monotones en compression ont été réalisées à deux états de densité, lâche ( $Dr= 30\%$ ) au dense ( $Dr= 80\%$ ), et pour trois pressions de confinement isotropes, 50, 100 et 200 kPa.

Les résultats des essais triaxiaux sont présentés et analysés dans les plans ( $q, \varepsilon_a$ ) pour les courbes de cisaillement ou de résistance, ( $\varepsilon_v, \varepsilon_a$ ) pour les déformations volumiques des

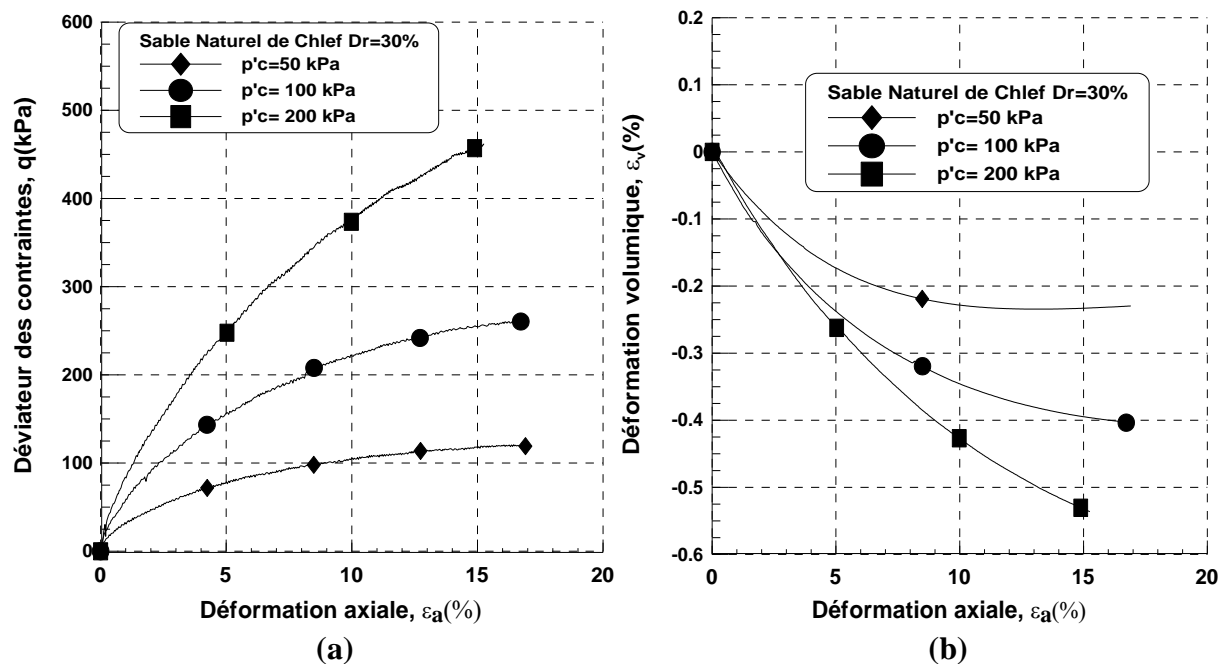
éprouvettes,  $q$  étant le déviateur des contraintes,  $\varepsilon_a$  la déformation axiale et  $\varepsilon_v$  la déformation volumique.

### 5.2.1 Sable lâche

La figure 5.1 montre la réponse typique d'un sable dans un état initial ( $Dr=30\%$ ) soumis à un cisaillement drainé pour les trois pressions de confinement (50, 100 et 200kPa). On observe sur la courbe contrainte-déformation (Fig.5.1a), une augmentation régulière du déviateur des contraintes avec la déformation axiale pour les trois pressions de confinement avec stabilisation progressive du déviateur vers une valeur correspondant à l'état ultime ou état critique à  $p'_c = 50$  et 100 kPa, alors qu'il continue de croître pour une contrainte de 200 kPa. On note ici qu'à 15% de déformation axiale, le déviateur n'est pas encore parfaitement stabilisé.

Les résultats obtenus montrent que, conformément aux observations classiques, l'augmentation de la pression de confinement a pour effet d'accroître les caractéristiques mécaniques du matériau (rigidité, résistance au cisaillement).

En ce qui concerne les variations volumiques, la pression de confinement appliquée, la-aussi, et conformément aux observations classiques, a un effet considérable sur les propriétés de contractance et de dilatance du matériau. On remarquera selon les réponses observées, que la contractance est beaucoup plus prononcée pour le confinement le plus élevé.



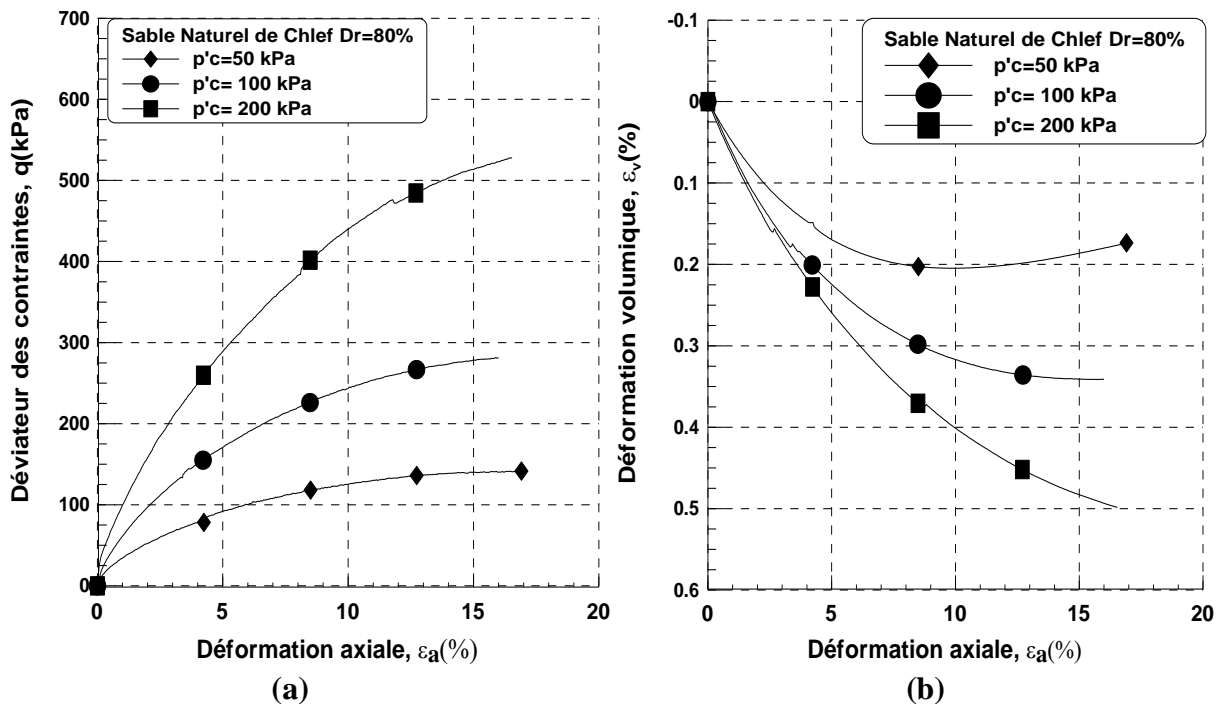
**Figure 5.1** Comportement drainé du sable de Chlef non renforcé à l'état lâche.  
(a) courbe  $q - \varepsilon_a$  ; (b) courbe  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$



### 5.2.2 Sable dense

La figure 5.2 représente la réponse drainée du sable non renforcé à l'état dense. Dans la figure 5.2a, on observe un maximum de déviateur sur la courbe de cisaillement pour  $p'_c=200\text{kPa}$ , d'autant plus précoce, suivi par une allure presque stable pour  $p'_c=50$  et  $100\text{ kPa}$  avec l'évolution de la déformation axiale vers les grandes déformations.

En ce qui concerne le comportement volumique observé (Fig.5.2b), celui-ci est caractérisé pour les trois pressions de confinement, par une phase de contractance significative suivie d'une légère phase de dilatance pour  $p'_c=50\text{ kPa}$ . Cependant, pour le sable dense à  $p'_c=100$  et  $200\text{ kPa}$ , la phase de dilatance n'apparaît pas. Aussi, il est observé que le comportement dilatant est moins prononcé lorsque la contrainte de confinement augmente. La tendance de contractance devient plus importante avec l'augmentation de la contrainte de consolidation.



**Figure 5.2** Comportement drainé du sable de Chlef non renforcé à l'état dense.  
(a) courbe  $q - \varepsilon_a$  ; (b) courbe  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$

**Remarque :** les résultats de comportement drainé du sable dense sont cohérents et confirment les résultats du comportement non drainé du chapitre 03. Confirmant ainsi la tendance de **contractance** du sable.

### 5.3 Comportement drainé du sable renforcé

On étudie dans cette partie l'influence du renforcement par des fibres de polypropylène sur le comportement drainé du sable lâche et dense. On met l'accent sur l'effet de la pression de confinement, de la densité relative, du type du renforcement, de la forme des grains et de la présence de la teneur en fines sur le comportement drainé du sable renforcé.

#### 5.3.1 Effet des inclusions des fibres sur le comportement drainé des sables

##### 5.3.1.1 Influence des fibres de polypropylène sur le déviateur de contrainte

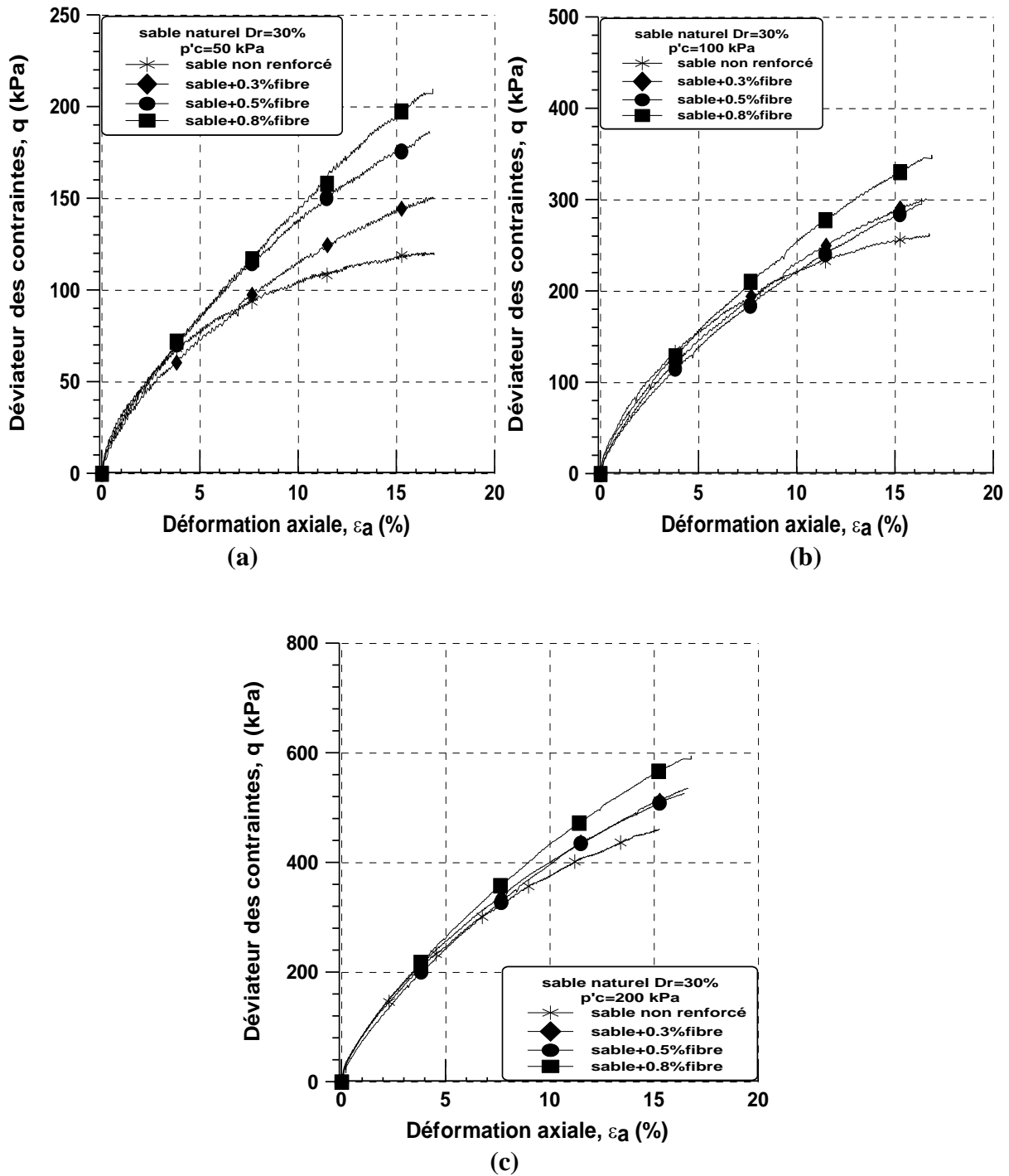
Les Figures 5.3 et 5.4 illustrent l'évolution de déviateur de contrainte ( $q$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_a$ ) du sable renforcé et non renforcé à trois pression de confinement  $p'_c=50, 100$  et  $200\text{kPa}$ . Il est à noter que le déviateur de contrainte en générale augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres et l'augmentation de la pression de confinement ce qui signifie une amélioration considérable de la résistance au cisaillement. Par exemple pour les échantillons lâches à  $p'_c=50\text{kPa}$  le déviateur croit de 120.78, 150.77, 186.66 et 209.67kPa, à  $p'_c=100\text{kPa}$  la résistance augmente de 263.35, 301.19, 301.96 et 349.39kPa et à  $p'_c=200\text{kPa}$  de 462.13, 535.93, 572.24 à 595.35kPa, pour  $f_c=0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$  de teneurs en fibres respectivement (Figs 7.3a, 7.3b et 7.3c).

De même que pour les échantillons denses, le déviateur de contrainte atteint 141.99 kPa, 176.34, 205.85et 216.07kPa à  $p'_c=50$  kPa, et 281.36 kPa, 352.15 kPa, 356.78 kPa et 408.11kPa pour  $p'_c=100$  kPa, et pour  $p'_c=200$  kPa les valeurs de 358.49, 385.95, 632.98 kPa et 655.06kPa, pour  $f_c=0, 0.3, 0.5$  et  $0.8\%$  de teneurs en fibres respectivement (Figs 5.4a, 5.4b et 5.4c).

On observe en outre de ces figures, l'efficacité du renforcement sur la déformation axiale, il apparait que l'effet du renforcement devient significatif en moyenne de (0-3%) de la déformation axiale. Les résultats montrent aussi bien le comportement résistant pour des déformations axiales importantes avec l'ajout du renforcement et l'augmentation du confinement.

Cela signifie qu'avec une distribution désordonnée des fibres, il existe d'innombrables points d'entrelacement, si une fibre trouvée dans un coin avait tendance à se déplacer, elle rencontra d'autres fibres pour arreter le déplacement, ce qui forme une zone de contrainte spatiale. Par conséquent, l'effet de renforcement engendre non seulement la résistance au frottement entre la fibre et le sable, mais aussi l'effet de contrainte spatiale du réseau de fibres.

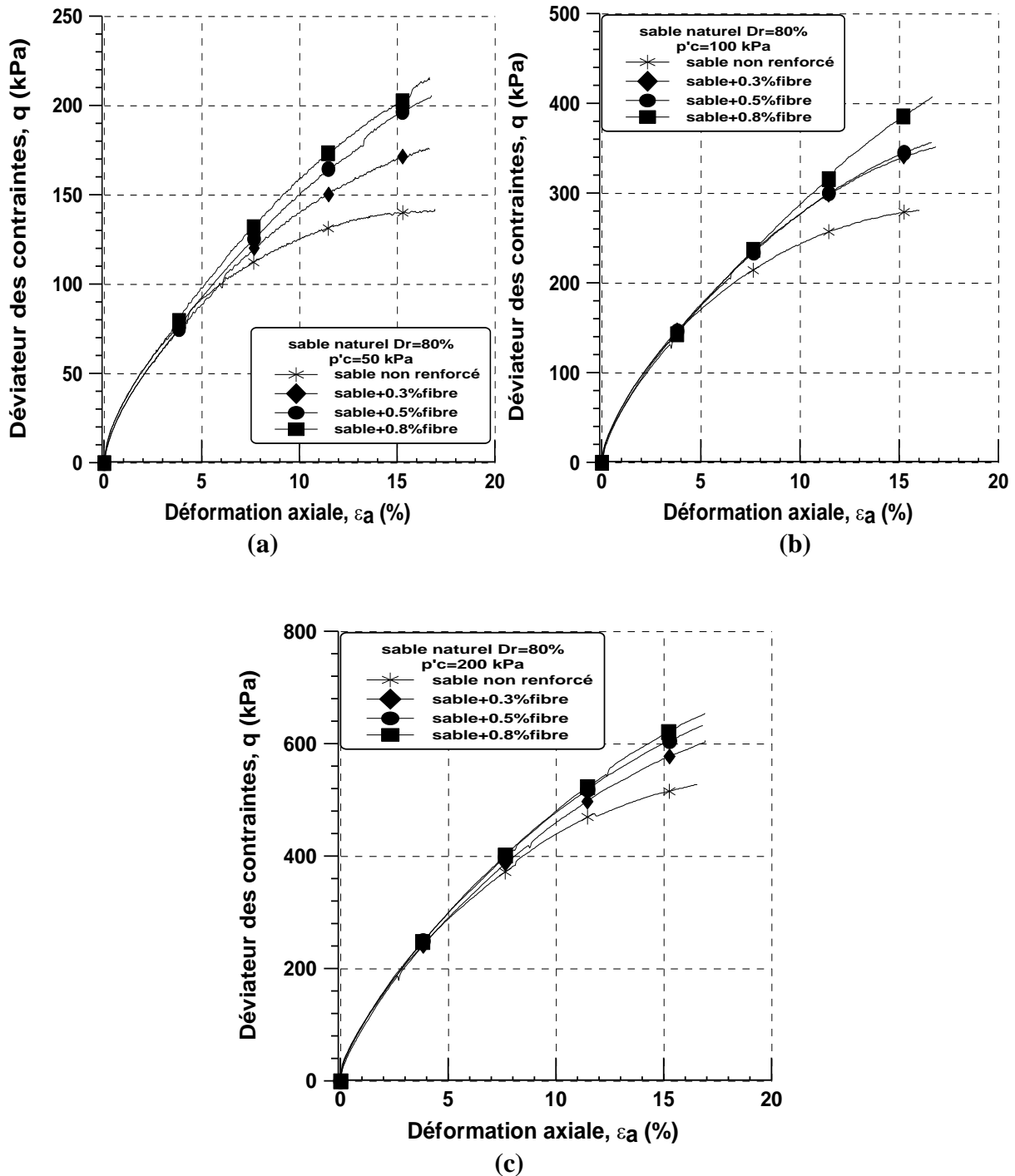
- $Dr=30\%$



**Figure 5.3** Courbes de déviateur de contrainte - déformation axiale ; Effet des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef à l'état lâche ( $Dr=30\%$ ).

(a)  $p'_c=50$  kPa; (b)  $p'_c=100$  kPa; (c)  $p'_c=200$  kPa.

- $Dr=80\%$



**Figure 5.4** Courbes de déviateur de contrainte - déformation axiale ; Effet des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef à l'état dense ( $Dr=80\%$ ).  
 (a)  $p'_c=50$  kPa; (b)  $p'_c=100$  kPa; (c)  $p'_c=200$  kPa.

La densité relative est un paramètre fondamental qui, combiné à l'état de contrainte initiale appliquée, conditionne pour une grande part le comportement mécanique des sables. Afin de mettre en évidence l'influence de la densité relative sur le sable renforcé, on revient aux résultats des figures fig.5.3 et 5.4, par exemple, pour les essais réalisés à 200 kPa de confinement, les caractéristiques mécaniques obtenues augmentent globalement avec la densité relative et avec le pourcentage des fibres (rigidité initiale, résistance au cisaillement). On notera aussi que, pour les éprouvettes de sable lâche et dense renforcée et non renforcée, toutes les courbes de cisaillement montrent une augmentation de façon continue jusqu'à une valeur maximale. Bien que le déviateur des contraintes dans ce dernier cas n'arrive pas à une stabilisation. Ceci laisse à penser que l'état critique n'est pas encore atteint malgré l'importance de la déformation axiale maximale atteinte ( $\epsilon_a = 15$  à  $20\%$ ). Et cela est dû au rôle joué par les fibres dans la matrice sableuse.

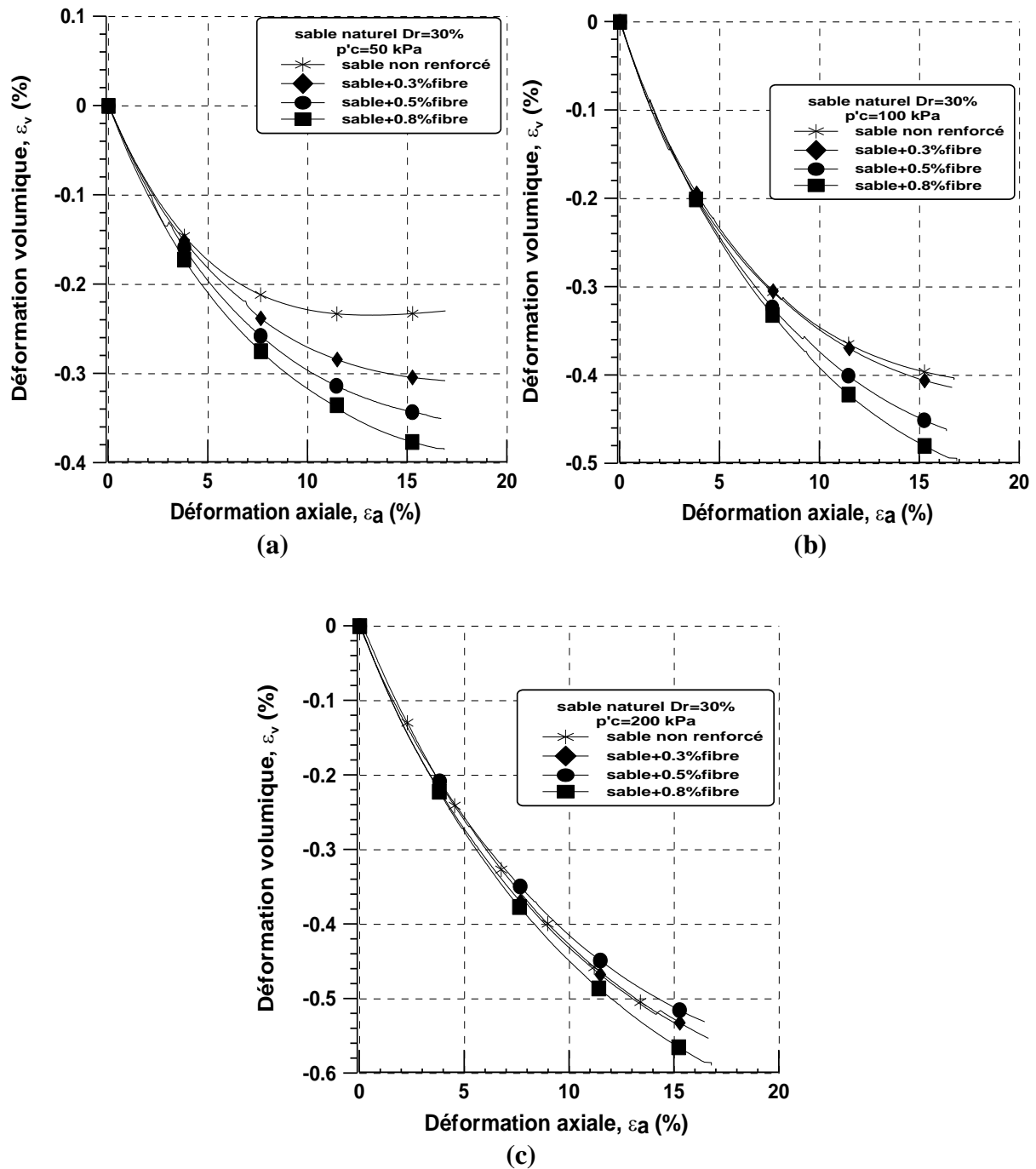
Heineck et al. (2005) suggèrent que la rigidité initiale du sol composite n'est pas influencée par la présence de fibres. L'amélioration par Fibres devient plus efficace sous des moyennes et grandes déformations et cela semble être clairement démontré par les résultats de compression triaxiale. Par contre, Dos Santos, (2010) ont révèlent que l'amélioration par des fibres devient considérables après 1% de déformation ce qui confirme les résultats des essais non drainé (CU). La réponse déviatorique du composite (sable-fibre) dépend fortement de la teneur en fibres. Le déviateur des contraintes apparaît comme si elle augmentait continuellement même au-delà des valeurs atteintes à ces grandes déformations axiales. Des modèles similaires en compression triaxiale et pour les fibres de polypropylène ont été présentées par Ranjan et al. (1996) et Sway et Bang (2007) dans leurs travaux. Ces résultats macro indiquent que ces fibres particulières conservent une capacité de résistance au cisaillement dans la matrice du sable. En outre, les spécimens cisailés n'ont révélé aucune déformation plastique appréciable, ni les ruptures dans les fibres n'ont eu lieu au cours du cisaillement. La liaison entre les fibres et les grains de sable ont peu de chance d'être complets (une seule matrice): un glissement partiel se produit même si la liaison reste suffisante pour que les fibres continuent de travailler à la traction. Ces résultats confirment aussi les travaux de (Noorzad et al, 2015 ; Choobasti et al, 2019).

### 5.3.1.2 Influence des fibres sur la déformation volumique

Les figures 5.5 et 5.6 présentent les courbes de variation des déformations volumiques ( $\varepsilon_v$ ) en fonction des déformations axiales ( $\varepsilon_a$ ) des échantillons de sable non renforcés et renforcés préparés à deux différents états de densité relative : lâche ( $Dr=30\%$ ) et dense ( $Dr=80\%$ ) et sous les trois pressions de confinement 50, 100 et 200 kPa. On observe que l'inclusion des fibres de polypropylène augmente le caractère contractant des échantillons, cette contractance devient importante avec l'augmentation de la pression de confinement et avec l'augmentation de pourcentage des fibres. On remarque aussi, que bien que les réponses observées pour les séries d'essais lâches du sable renforcé et non renforcé (Fig.5.5) soient qualitativement identiques, la contractance est beaucoup plus forte pour le confinement et le pourcentage des fibres les plus élevés. De même, si on examine la figure 5.6 relative à des essais sur des échantillons denses, on remarque que l'augmentation de la pression de confinement et du pourcentage des fibres a pour effet d'augmenter la phase de contractance et par conséquent de diminuer la phase de dilatance.

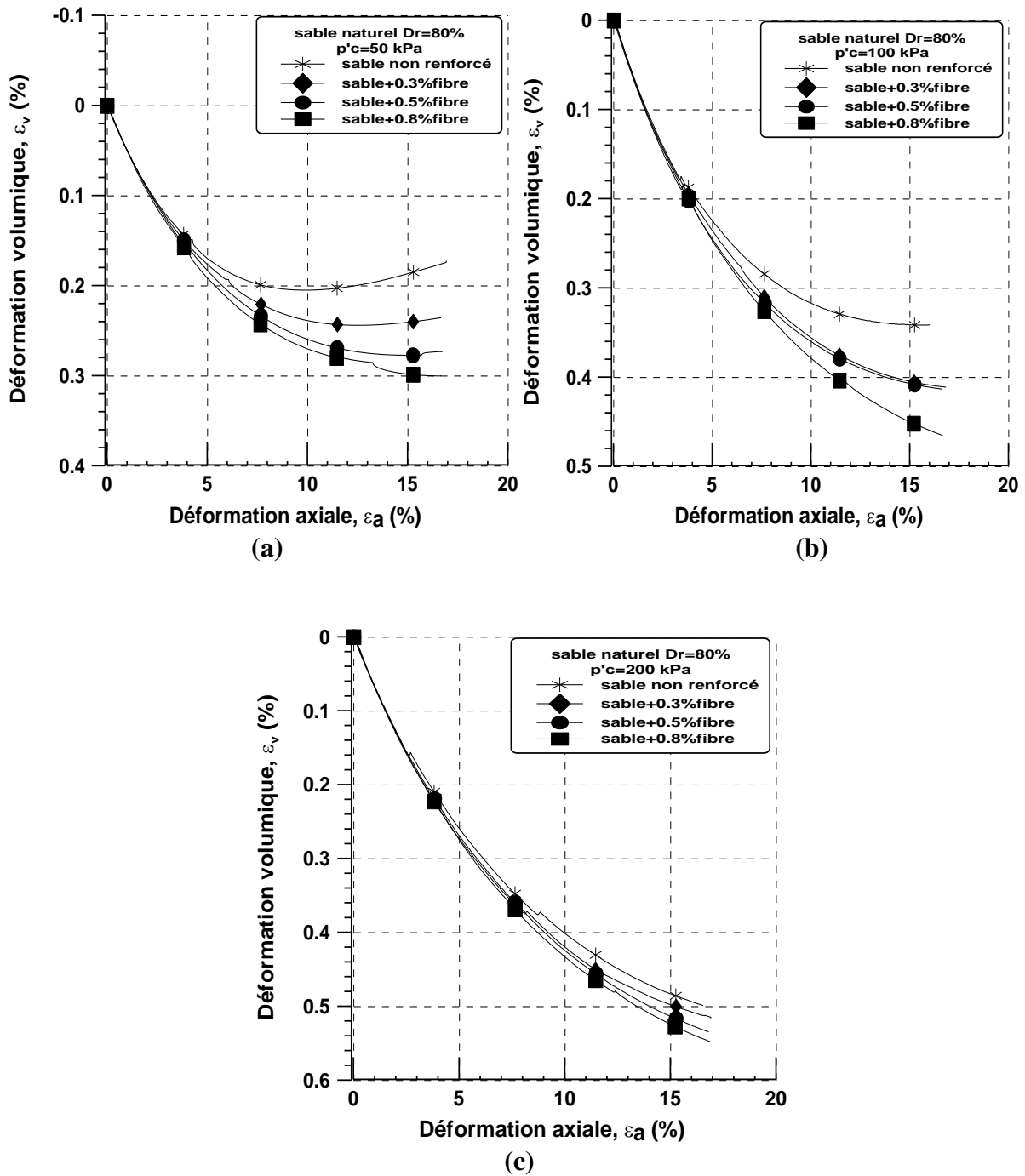
Pour les échantillons denses ( $Dr=80\%$ ), après une phase initiale de contractance, les échantillons renforcés présentent ensuite une tendance à la dilatance caractérisée par une augmentation de volume remarquée à la fin des essais à  $p'_c=50$  et  $100\text{kPa}$ , tandis que les échantillons confinés à  $p'_c=200$  kPa, ils présentent un comportement quasiment contractant. Cela pourrait être expliqué par l'influence de la pression de confinement sur l'amplification de la phase de contractance des échantillons du sable et du sable renforcé (Figure 5.6c). On peut noter que l'inclusion des fibres a joué le rôle du confinement dans les essais drainés à une densité relative égale à  $80\%$ .

- $Dr=30\%$



**Figure 5.5** Courbes de déformation volumique en fonction de la déformation axiale ; Effet des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef à l'état lâche ( $Dr=30\%$ ) :  
 (a)  $p'_c=50$  kPa ; (b)  $p'_c=100$  kPa ; (c)  $p'_c=200$  kPa.

- $D_r=80\%$



**Figure 5.6** Courbes de déformation volumique en fonction de la déformation axiale ; Effet des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef à l'état dense ( $D_r=80\%$ ) : (a)  $p'_c=50$  kPa ; (b)  $p'_c=100$  kPa ; (c)  $p'_c=200$  kPa.



L'influence combinée de la pression de confinement et du renforcement sur l'augmentation de la contractance est illustrée sur la figure 5.7 où l'on peut observer l'amplification de cette phase avec l'augmentation de la pression de confinement et le pourcentage des fibres. La figure (5.7a) montre les résultats de la déformation volumique obtenus à la fin des essais de cisaillement. On remarque clairement à partir de cette figure, une amplification de la phase de contractance avec l'augmentation de la pression de confinement plus particulièrement pour les échantillons denses ( $Dr=80\%$ ). En considérant l'effet de la pression de confinement, les échantillons denses (non renforcés et renforcés) consolidés à une pression de confinement de  $p'_c=200$  kPa ont montré une phase de contractance plus importante que celle des échantillons du sable lâche.

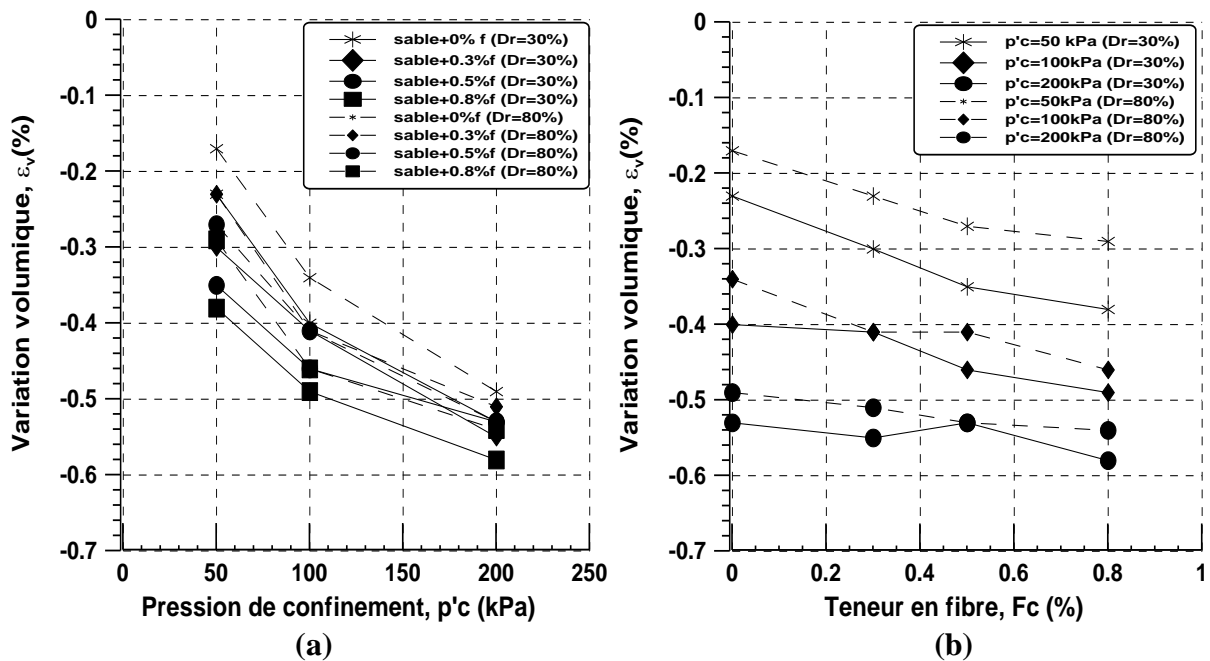
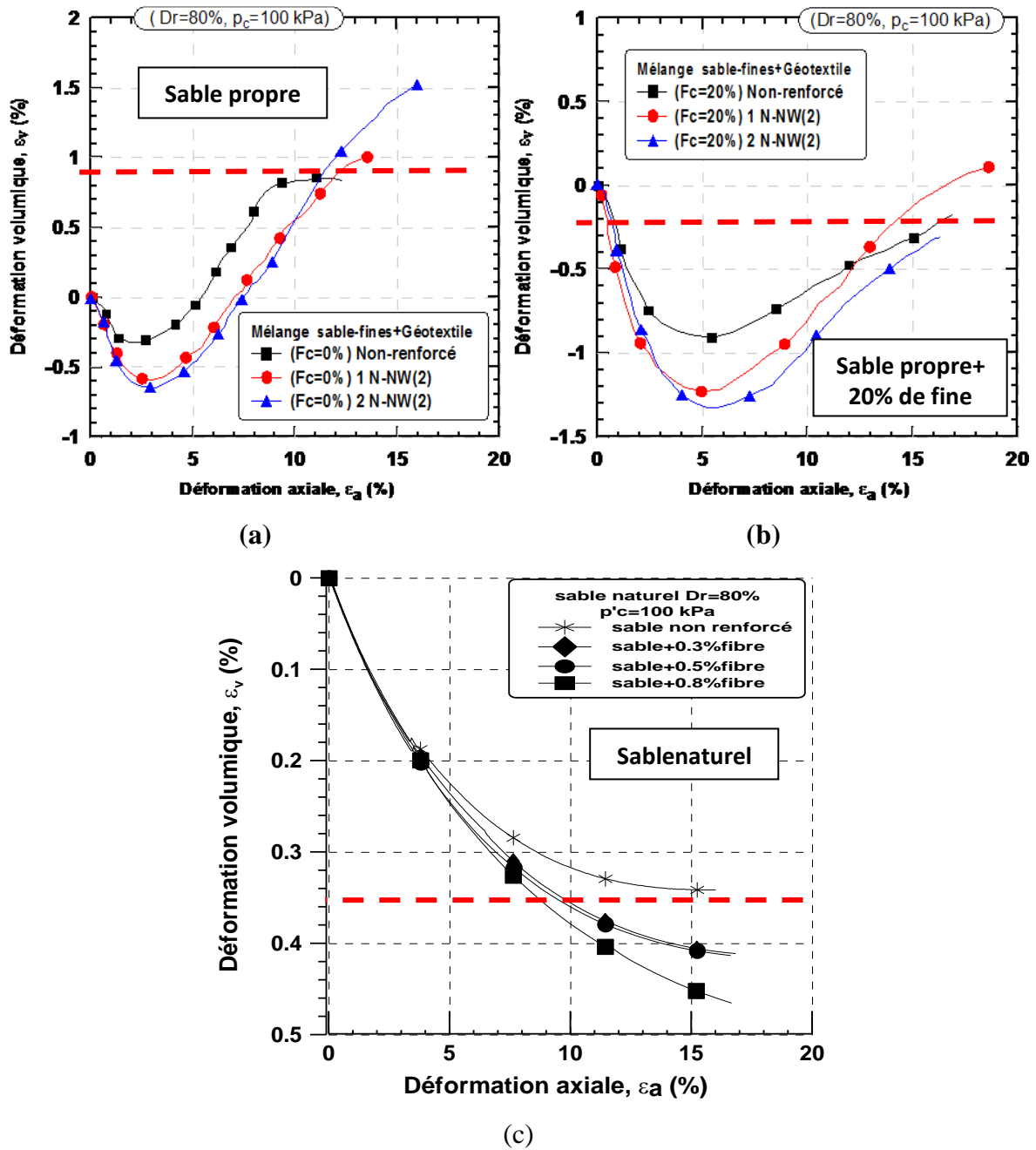


Figure 5.7 Variation de la déformation volumique en fonction de :  
(a) la pression de confinement, (b) Teneur en fibre.

### 5.3.1.3 Influence de la teneur en fine sur le caractère contractant

L'effet de la teneur en fines sur le comportement drainé du sable renforcé est peu étudié dans la littérature. Dans le but d'évaluer l'influence de la teneur en fine contenant dans le sable sur le caractère contractant du sable renforcé, on a fait une étude comparative entre les travaux réalisés par (Denine, 2018) sur le sable de Chlef propre préparés par la méthode de dépôt sec à une densité relative ( $Dr=80\%$ ) avec une teneur en fines  $F_c=20\%$  à  $p'_c=100$  kPa renforcés avec plusieurs nappes de géotextile et le sable naturel qui possède 20% de fine. On présente sur la Figure 5.8, les résultats d'essais en termes de la déformation volumique en fonction de

la déformation axiale. Il est à noter que la déformation volumique est fortement influencée par la présence des fines. En effet, la présence des fines diminue la déformation volumique des échantillons renforcés et non renforcés, des valeurs de déformation volumique diminue de 1.5% jusqu'à -0.25% pour à une teneur en fine de  $F_c = 20\%$ , renforcés par deux (02) nappes de géotextile. Et de 0.8% jusqu'à -0.70% respectivement pour un sable propre et sable propre avec 20% de fine.



**Figure 5.8** Influence de la teneur en fine sur la déformation volumique (a) sable propre (b) sable propre+20% de fine (c) sable naturel utilisé (Denine, 2018).

En revanche, la fraction des fines augmente le caractère contractant des échantillons. Les résultats présentés dans la figure 5.8 ont montré que les échantillons non renforcés avec des teneurs en fines ont une tendance de dilatance plus faible par rapport aux échantillons du sable propre ( $F_c=0\%$ ), le caractère dilatant commence après 3% de déformation axiale pour le sable propre tandis qu'on obtient la dilatance après 7% de la déformation axiale pour le sable avec ( $F_c=20\%$ ) de teneur en fines. On remarque également que la présence des fines affecte considérablement la dilatance des échantillons du sable renforcés.

Yamamuro and Covert (2001) ont expliqué cette tendance de contractance par le fait que l'ajout des fines augmente initialement la densité de la structure en diminuant le volume des vides, puis après quand la teneur en fines devient considérable, les éléments fins occupent un volume important ce qui réduit la densité du sol, sachant que le sable utilisé dans cette étude est un sable naturel qui possède 20% de fine.

On peut conclure que la contractance est influencé par la teneur en fine contenant dans le sable, la pression de confinement appliquée et le renforcement.

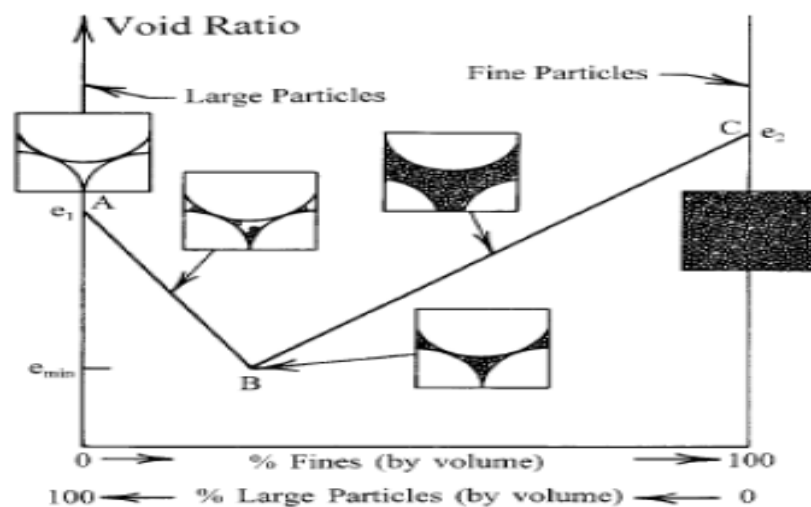


Figure 5.9 Types de structures selon la teneur en fines (Yamamuro and Covert 2001).

## 5.4 Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement maximale

### 5.4.1 Coefficient du renforcement ( $S_r$ )

L'efficacité de l'ajout des fibres sur le comportement drainé du sable naturel de Chlef est définie par la formule (5.1) du chapitre 03. Les résultats obtenus en termes de densité relative et de contrainte de confinement sont illustrés dans le tableau 5.1.

**Tableau 5.1** Valeurs de déviateur de contrainte maximale et de coefficient du renforcement

Fc %	P <sup>c</sup> (kPa)	q <sub>max</sub> (kPa) (Dr=30%)	Sr (Dr=30%)	q <sub>max</sub> (kPa) (Dr=80%)	Sr (Dr=80%)
0%	50	120.78	-	141.99	-
	100	263.35	-	281.36	-
	200	462.13	-	358.49	-
0.3%	50	150.77	<b>1.248</b>	176.34	<b>1.242</b>
	100	301.19	<b>1.143</b>	352.15	<b>1.251</b>
	200	535.93	<b>1.159</b>	385.95	<b>1.076</b>
0.5%	50	186.66	<b>1.545</b>	205.85	<b>1.449</b>
	100	301.96	<b>1.146</b>	356.78	<b>1.268</b>
	200	527.24	<b>1.14</b>	632.98	<b>1.765</b>
0.8%	50	209.67	<b>1.736</b>	216.07	<b>1.521</b>
	100	349.39	<b>1.3326</b>	408.11	<b>1.45</b>
	200	595.35	<b>1.288</b>	655.06	<b>1.827</b>

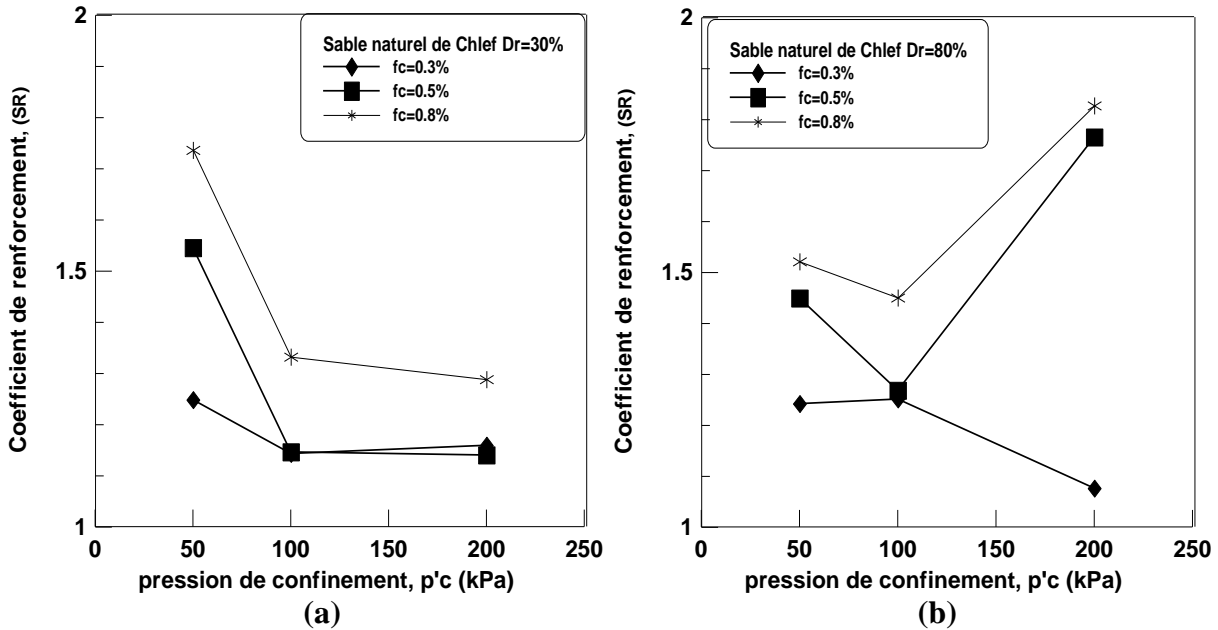
La Figure 5.10 présente les résultats de la variation du coefficient de renforcement en fonction de la pression de confinement paramétré par les différents pourcentages de fibres (Fc). En général, le coefficient de renforcement de tous les essais est supérieur à 1. Ce qui indique que l'addition de fibres de polypropylène peut améliorer énormément son comportement mécanique. Ces observations sont en parfait accord avec ceux présentés par (Denine, 2018 et Bouaricha, 2018).

A une pression de confinement donnée, le rapport de résistance au cisaillement (Sr) augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres et par contre pour une teneur donnée, diminue avec l'augmentation de la pression de confinement notamment pour les échantillons lâches et à Fc=0.3% de l'échantillon dense (Fig. 5.10.a). En revanche, pour les échantillons denses à Fc=0.5 et 0.8%. (Fig. 5.10.b), le rapport le coefficient de renforcement diminue pour les deux pressions de confinement de 50 kPa et 100 kPa, suivie d'une augmentation de Sr à 200 kPa.

La pression de confinement a une influence très remarquable sur le coefficient de renforcement (Sr). La densité relative semble également avoir un effet significatif sur la variation du coefficient de renforcement (Sr).

De plus, on remarque que pour une contrainte donnée, une augmentation du coefficient du renforcement avec l'augmentation du pourcentage de fibres. Il est à noter que l'efficacité du renforcement est plus prononcée pour une faible pression de confinement et atteint pour p<sup>c</sup>=50 kPa un taux d'amélioration de 73% (cas de Fc=0.8%) par rapport à une pression de confinement de p<sup>c</sup>=200 kPa ou ce taux atteint 28% d'amélioration en cas d'un sol renforcé lâche. En revanche, Le cas du sol renforcé dense le pourcentage d'amélioration augmente

avec l'augmentation de la pression de confinement et atteint 52, 45 et 82% pour  $p'_c=50, 100$  et 200 kPa respectivement à  $f_c=0.8\%$ .



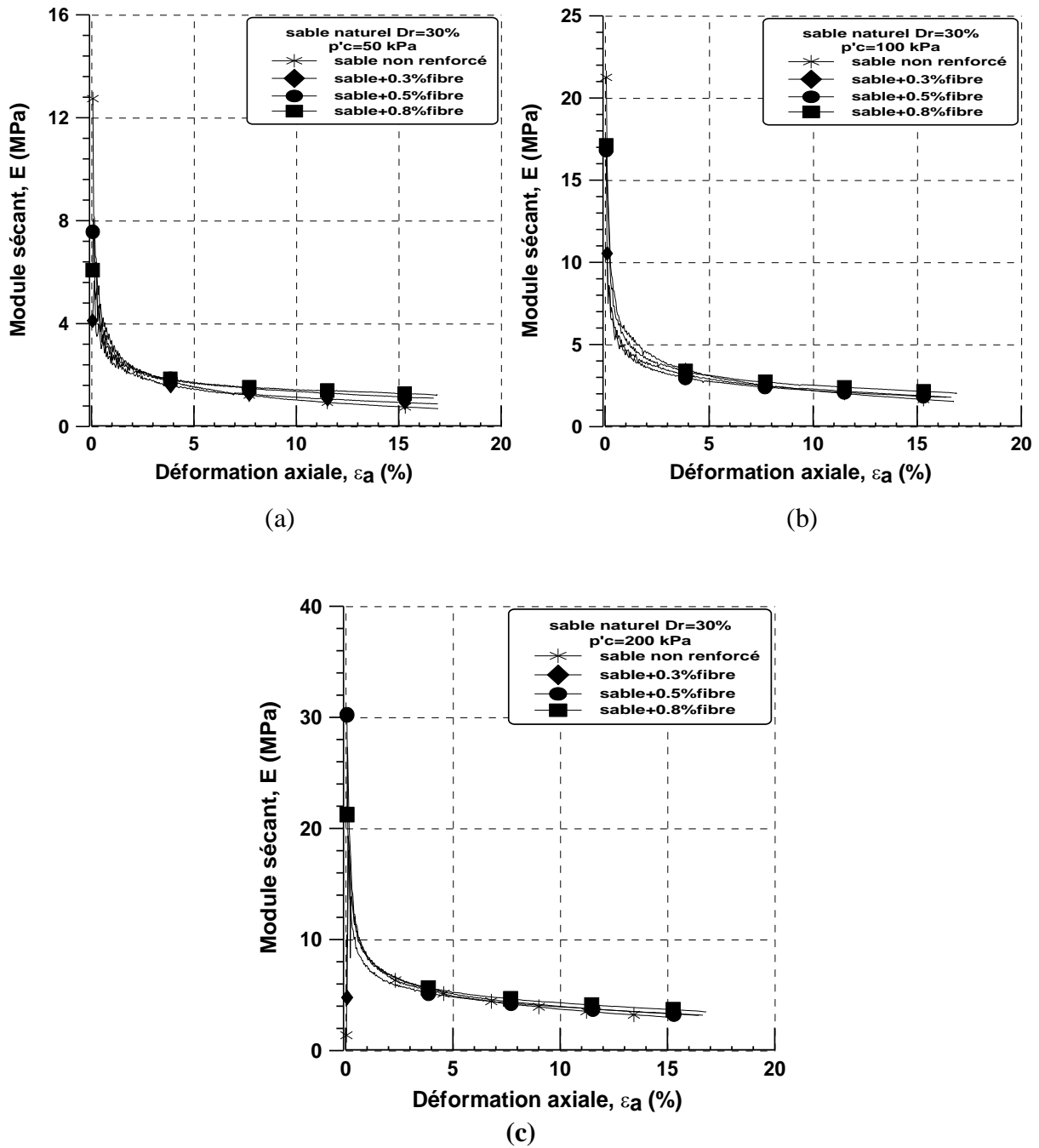
**Figure 5.10** Variation du coefficient de renforcement ( $S_r$ ) en fonction de la contrainte de confinement ( $p'_c$ ) : (a) état lâche ( $Dr=30\%$ ) ; (b) état dense ( $Dr=80\%$ ).

## 5.5 Détermination des caractéristiques mécaniques des essais drainés

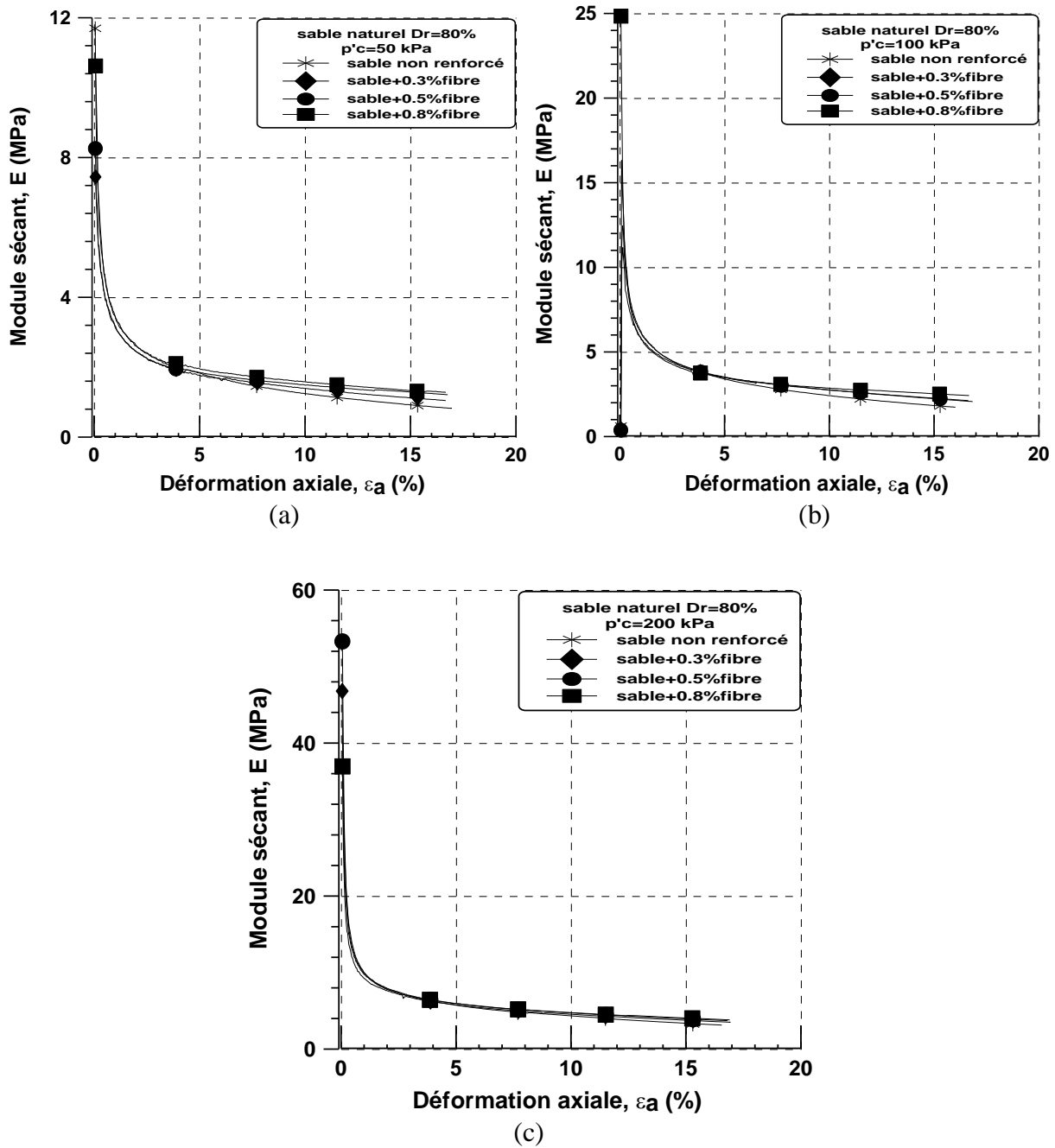
### 5.5.1 Variation du module sécant

Les Figures 5.11 et 5.12 illustrent l'évolution du module de déformation sécant ( $E$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_a$ ) des échantillons du sable naturel de Chlef non renforcés et renforcés par des fibres de polypropylène et préparés respectivement à deux densités relatives  $Dr=30\%$  et  $80\%$ . On observe que le module sécant croît avec l'augmentation du pourcentage des fibres et diminue avec l'augmentation de la déformation axiale.

Il est remarqué également que le module sécant est affecté légèrement par l'augmentation de la densité relative (Figure 5.13), des valeurs du module sécant quasi similaires ont été obtenues pour les deux états de densité.



**Figure 5.11.** Variation du module sécant en fonction de la déformation axiale lors des essais drainés à l'état lâche ( $Dr=30\%$ ) : (a)  $p'_c=50$  kPa ; (b)  $p'_c=100$  kPa ; (c)  $p'_c=200$  kPa.



**Figure 5.12** Variation du module sécant en fonction de la déformation axiale lors des essais drainés à l'état dense ( $Dr=80\%$ ) : (a)  $p'_c=50$  kPa; (b)  $p'_c=100$  kPa; (c)  $p'_c=200$  kPa.

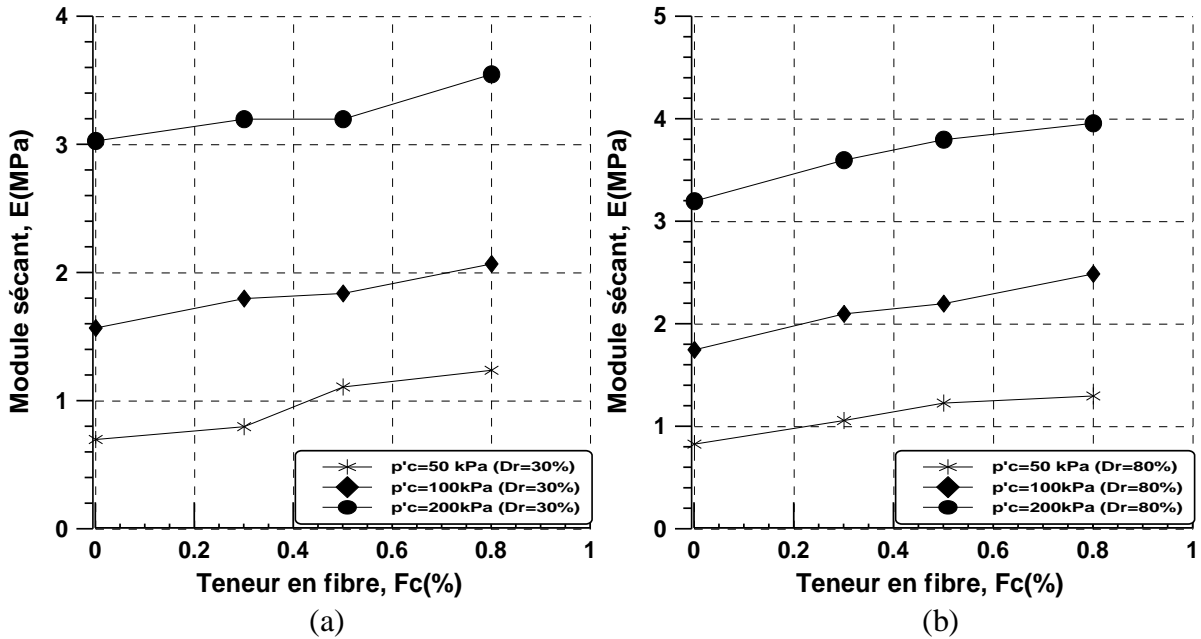


Figure 5.13 Variation du module sécant en fonction du pourcentage des fibres à la fin des essais drainés : (a) Dr=30% ; (b) Dr=80%.

### 5.5.2 Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement

A partir des résultats des essais triaxiaux drainés, il peut être déterminé les caractéristiques mécaniques du sable renforcé et non renforcé. En effet, par l'utilisation de la méthode de Mohr-Coulomb on pourrait calculer la cohésion et l'angle de frottement. Le tableau 5.2 illustre les valeurs des paramètres mécaniques : la cohésion et l'angle de frottement (c et φ) des échantillons du sable de Chlef renforcé et non renforcé calculés à partir de la formule suivante :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) + 2 \times C \left( \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \right) \dots \dots \dots (5.1)$$

Tableau 5.2 Paramètres mécaniques de cisaillement (C et φ) du sable renforcé et non renforcé

Dr/Fc	lâche		Dense	
	C (kPa)	φ (°)	C (kPa)	φ (°)
0%	16.5	31.8	3.3	33.64
0.3%	13.02	33.7	22.72	36.15
0.5%	22.09	32.4	34.97	35.8
0.8%	29.11	39	42.26	36



La Figure 5.14 présente la variation de la cohésion et l'angle de frottement ( $c$ ,  $\phi$ ) des échantillons du sable non renforcés et renforcés. Il est à noter à partir de cette figure, que la cohésion du sable augmente de façon non linéaire avec l'augmentation du pourcentage des fibres pour les échantillons lâches et denses. Les échantillons denses montrent des valeurs de cohésion plus importantes que celles des échantillons lâches. En plus, les résultats obtenus indiquent que l'angle de frottement augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres où les valeurs de l'angle de frottement sont de l'ordre de 31,8, 33,7, 32,4 et 39° pour les échantillons du sable lâche pour des teneurs en fibres de 0, 0,3, 0,5 et 0,8% respectivement. On observe également que les valeurs de l'angle de frottement obtenues sur les échantillons denses renforcés sont quasiment identiques en comparaison avec les échantillons lâches renforcés, ce qui dénote une amélioration sensible des caractéristiques mécaniques du sable avec un optimum de teneur en fibre de 0,8%. Cependant, les caractéristiques de sable dense sont meilleures par rapport à celles du sable lâche. Ces résultats sont en bon accord avec ceux de Denine (2018).

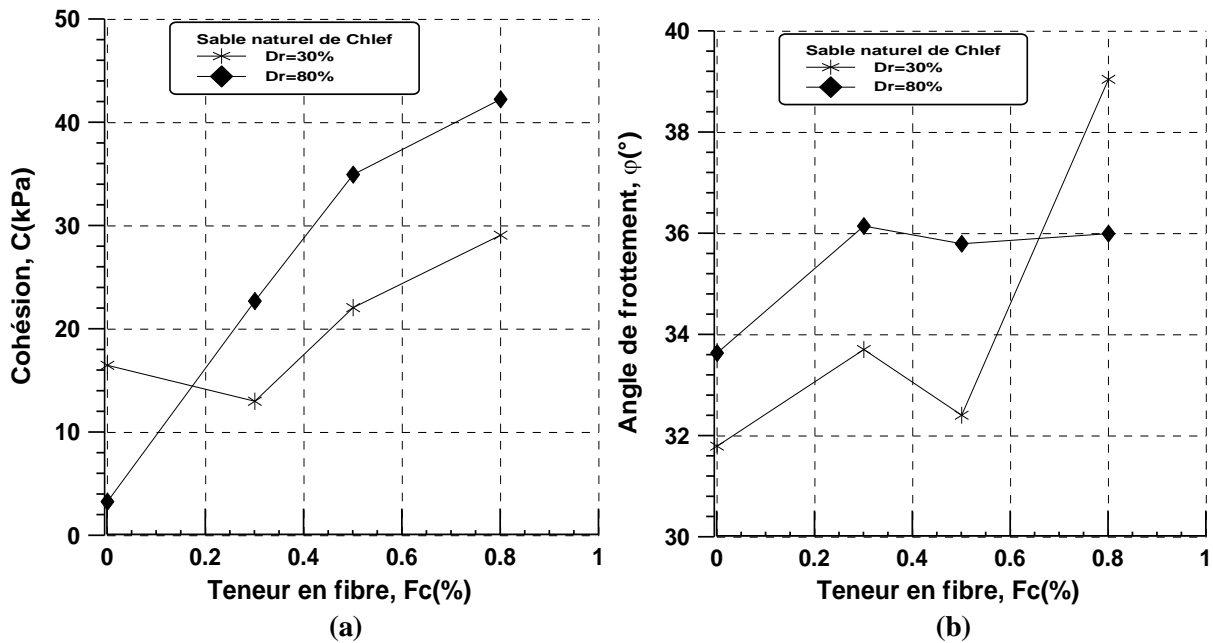


Figure 5.14 Effet des fibres sur la variation de: (a) la cohésion ; (b) l'angle de frottement.

### **5.6. Relation entre les comportements drainé et non drainé (CU, CD) du sable renforcé**

Plusieurs travaux dans la littérature ont étudié le comportement mécanique des sols en conditions drainée et non drainée. L'exploration de la relation entre ces deux comportements du sable renforcé demeure intéressante pour évaluer l'effet de la contribution des fibres dans l'amélioration du sol sous les différents cas de drainage. La Figure 5.15 présente les résultats obtenus en termes de variation de la résistance au cisaillement maximal en fonction du pourcentage de fibres paramétrées par la pression de confinement en conditions drainée et non drainée. On constate sur cette figure que la résistance au cisaillement drainée est plus significative que celle de la résistance au cisaillement non drainée. Dans la mécanique des sols, la phase de dilatance d'un échantillon en condition non drainée entraîne une augmentation de la pression de confinement effective (Phase de la dissipation de la pression interstitielle) ce qui augmente le déviateur de contrainte. Les résultats obtenus montrent que cette tendance est largement influencée par la pression de confinement. La Figure (5.15a) présente la variation de la résistance au cisaillement des échantillons lâches renforcés et non renforcés en conditions drainée et non drainée. On note, qu'une augmentation de la pression de confinement conduit à une amplification de la contractance. Les échantillons lâches consolidés à 200 kPa et cisailés en condition non-drainée ont atteint des valeurs de déviateur de contrainte de 102.7, 178.7, 209.95 et 241.08 kPa pour des teneurs en fibres de 0, 0.3, 0.5, et 0.8% respectivement, par contre en condition drainée, les valeurs atteintes sont de l'ordre de 462.13, 535.93, 527.24 et 595.35kPa pour les mêmes teneurs en fibres. Cette tendance pourrait s'expliquer par l'effet de la faible dilatance du sable de Chlef présentée dans les courbes d'évolution de la pression interstitielle. De même pour les échantillons denses, pour une contrainte de confinement de  $p'_c=200$  kPa, la résistance au cisaillement maximale en condition drainée est plus importante que celle obtenue en condition non-drainée.

On observe également que l'efficacité du renforcement est plus significative dans les échantillons cisailés sous chargement monotone drainé, cela est due principalement à la faible dissipation de la pression interstitielle des échantillons cisailés en condition non-drainée.

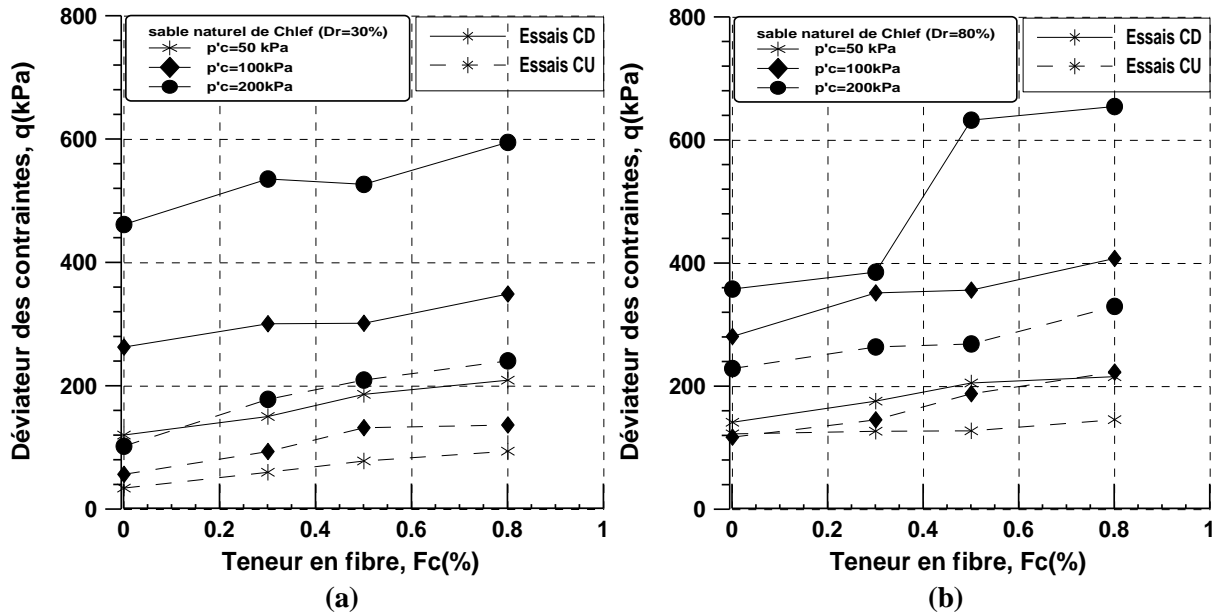


Fig. 5.15 Variation de déviateur de contrainte en fonction du pourcentage des fibres dans les deux cas du comportement drainé et non-drainé du sable renforcé : (a) Dr=30%; (b) Dr=80%.

## 5.7 Conclusion

Les travaux présentés dans ce chapitre ont permis de réaliser une étude détaillée du comportement mécanique du sable de Chlef renforcé et non renforcé par des fibres de polypropylène à l'appareil triaxial pour des sollicitations monotones en condition drainée. L'accent a été mis sur l'influence du renforcement par fibres sur le comportement et les caractéristiques mécaniques des échantillons préparés à deux états de densité relative : lâche et dense, sous trois pressions de confinement : 50, 100 et 200 kPa. Il est important de rappeler ici l'influence significative de la densité, du confinement et du renforcement sur les comportements observés, permettant d'introduire la notion de contractance et de dilatance.

En générale, la présence des fibres synthétiques améliore significativement la résistance au cisaillement avec une amplification de la contractance. Cette tendance devient plus importante avec l'augmentation de la pression de confinement pour les deux densités relatives et la présence des fines.

Une amélioration significative du comportement du sol renforcé étant observée par rapport à celui non renforcé. Cette amélioration de la résistance est associée à une augmentation de la densité relative, de la pression de confinement et de la teneur en fibres.

L'inclusion du renforcement mène à une amélioration des caractéristiques mécaniques du sable, et par conséquent l'ajout du renforcement par fibres, augmente la cohésion et l'angle de frottement du sable.

Les paramètres mécaniques représentés par la cohésion, l'angle de frottement interne et le module sécant en condition drainée, caractérisant la résistance et la rigidité du sol renforcé marquent une augmentation très significative quand la teneur en fibres augmente où on enregistre un optimum de teneur en fibres à 0.8 %.

La comparaison entre le comportement drainé et non drainé a confirmé la notion que l'amélioration par drainage influe sur la résistance aux cisaillements des échantillons renforcés. On note à cet effet que de fortes valeurs des caractéristiques mécaniques ont été observées dans le cas du comportement drainé par rapport à ceux observés dans le cas du comportement non-drainé.

## **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Depuis le séisme de Chlef en Octobre 1980, il s'est avéré que la liquéfaction constitue une cause majeure des dommages causés par le phénomène sismique qu'il soit modérés ou importants. Des études intensives ont été réalisés dans le domaine de la liquéfaction à l'université de Chlef au Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) en collaboration avec des laboratoires étrangères comme celui de Navier de l'école des Ponts Pari-Tech en France ou le Laboratory of Foundation Engineering, Soil and Rock Mechanics, Bochum Ruhr University, en Allemagne. Le matériau utilisé tout au long de cette expérimentation est le sable d'oued Chlef et ce pour bien comprendre le phénomène.

A cet effet plusieurs recherches ont été effectuées sur l'amélioration du sable de Chlef pour remédier au risque d'instabilité dû au phénomène de la liquéfaction tels que l'utilisation des fibres de verre, du géotextile, des inclusions géosynthétiques, ... etc.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de l'amélioration des sols granulaires et fait partie des travaux de recherche menés au sein du laboratoire LSME. Il a été réalisé dans le but de bien comprendre le comportement mécanique du sable de Chlef renforcé par des fibres de polypropylène. Pour cela, un programme d'essais de compression monotone au laboratoire a été réalisé sur des échantillons reconstitués du sable de Chlef non renforcé et renforcé par des pourcentages de fibres de 0, 0.3, 0.5 et 0.8%, préparés par deux méthodes de déposition sèche et humide, à deux état de densité, lâche et dense, sous trois pressions de confinement (50, 100 et 200 kPa) en utilisant un dispositif expérimental constitué de l'appareil triaxial en condition drainés et non drainés. Cette étude nous a permis d'analyser les effets de certains paramètres tels l'ajout de fibres, la densité relative, le confinement, la teneur en eau et mode de déposition.

A l'issue de ce travail, différentes conclusions et remarques peuvent être formulées, ainsi que différentes pistes de recherche qu'il serait intéressant d'approfondir ou de développer et qui apparaissent aussi comme autant de perspectives de prolongation de ce travail. Les principales conclusions générales découlant de ces travaux sont les suivantes :

Les résultats des essais non drainés et drainés sur les sables denses et lâches ont montré une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation du pourcentage des fibres. Cependant, il est à noter que l'efficacité du renforcement est fortement influencée par la pression de confinement initiale. En condition non drainée, le déviateur de contrainte maximal d'un échantillon renforcé à l'état lâche avec  $F_c=0.8\%$ , le taux d'amélioration est de 172%

pour une contrainte de confinement de 50 kPa et de 146 % et 135% pour les contraintes de confinement de 100 et 200 kPa comparativement au sable non renforcé.

Cela est dû à l'effet de la pression de confinement qui engendre une amplification de la phase de contractance du sable non renforcé et renforcé (augmentation de la pression interstitielle en condition non drainée). Par contre à l'état dense l'amélioration en condition non-drainé n'était aussi significative qu'à l'état lâche. Par exemple à  $p'_c=50\text{kPa}$ , le taux d'amélioration à  $F_c=0.8\%$  est égale à 18.77% et de 90 et 44% pour les pressions de confinement 100 et 200kPa respectivement.

L'augmentation de la densité relative augmente la résistance au cisaillement. Cependant, les échantillons de sable denses en condition non-drainée montrent un comportement moins dilatant avec une légère dissipation de la pression interstitielle par rapport aux échantillons lâches. L'efficacité du renforcement est également influencée par la densité relative et le type de drainage.

La variation du rapport de contrainte ou du coefficient de renforcement ( $S_r$ ) obtenue en condition de cisaillement non drainée a montré une efficacité plus importante du renforcement pour la densité relative lâche ( $D_r=30\%$ ) par rapport à celle du cas dense ( $D_r=80\%$ ). En condition drainée, il a été constaté que ce rapport n'est pas fortement influencé par la densité relative. Ces constatations nous ont permis de conclure que le renforcement fonctionne considérablement dans les échantillons du sol les plus instables (une densité relative lâche et sous un niveau de consolidation faible).

Selon les résultats trouvés, il est à noter que les valeurs de la cohésion ( $C$ ) et de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) augmentent avec l'augmentation du pourcentage de fibres et montrent un maximum pour un taux de 0.8% de fibre dans les deux conditions drainée et non-drainée. Il est également noté que l'ajout de fibres entraîne une augmentation de la contrainte au cisaillement en réduisant la localisation des déformations latérales et créant une résistance supplémentaire au frottement.

Les résultats des essais de l'influence du renforcement sur la variation du module sécant et caractérisant la rigidité des sables sous l'effet des sollicitations statiques confirment ceux trouvés dans la littérature, le module sécant croît avec l'augmentation du pourcentage des fibres et diminue avec l'augmentation de la déformation axiale pour les deux cas de la densité relative.

Dans cette étude, il est mentionné que les échantillons denses ont plus tendance à se contracter et cela peut être due au pourcentage des fines contenu dans le sable à l'état naturel et la densité des fibres étant relativement faible, ces fines occupent un grand volume dans le composite. Par contre, il en résulte des contraintes de traction potentielles dans les fibres donc des augmentations plus importantes de la résistance peuvent être observées par rapport aux spécimens lâches.

Il est indiqué aussi, que la capacité des fibres à résister au cisaillement sans déformations plastiques fourni une augmentation significative de la résistance pour le mélange composite fibre-sable.

Il est à noter également qu'à la fin des essais, le spécimen de sable renforcé maintient une certaine stabilité même après le retrait de sa membrane. Cela montre que les inclusions de fibres limitent l'épandage latéral du sol, connues comme l'un des résultats de la liquéfaction.

Il a été constaté aussi, que les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec sont plus résistants que ceux préparés par la méthode de damage humide pour tous les paramètres testés. Les échantillons fabriqués par la méthode de pluviation à sec présentent un comportement plus dilatant ou un caractère de sol stable, tandis que ceux de la méthode de damage humide montrent un comportement plus contractant ou un comportement instable. Ces différences de comportement peuvent être expliquées par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au cours de la phase du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent l'adhérence entre les grains.

Des cas de quasi-liquéfaction statique apparaissent pour les échantillons reconstitués par damage humide (DH) à  $w=5\%$ , sans ou avec de faibles pourcentages de fibre, et que le sol devient plus dilatant et plus résistant à la liquéfaction avec l'augmentation du pourcentage des fibres, de la pression de confinement et de la densité relative.

L'influence de la teneur en eau est très remarquée sur le comportement non drainé du sable lâche renforcé par fibres. Il s'est avéré que les échantillons préparés à sec présentent une résistance au cisaillement plus importante par rapport à ceux préparés par la méthode de dépôt humide à plusieurs teneurs en eau. En effet, les échantillons humides ont montré des ruptures de type quasi-liquéfaction statique suite à une augmentation de la pression interstitielle jusqu'à atteindre presque le niveau de la contrainte de confinement. Cependant, Les résultats obtenus sur les échantillons humides en termes de résistance à la liquéfaction statique montrent qu'après une phase d'augmentation de déviateur de contrainte qui atteint le premier



pic, suivie d'une phase de chute de résistance (quasi-liquéfaction) a été observée pour les échantillons non renforcés et renforcés. Puis le déviateur réaugmente pour atteindre des valeurs de résistance maximale. L'augmentation de la teneur en eau augmente le post-pic liquéfaction et cela est très apparent à une teneur en eau égale à 3 et 5%, par contre à 2% d'eau le post-pic liquéfaction ou l'amorce de la liquéfaction diminue avec l'augmentation du pourcentage des fibres.

Les résultats de cette étude ont contribué à l'amélioration et l'approfondissement de la compréhension des mécanismes du comportement des sols granulaires renforcés. Egalement, ces résultats sont considérés comme une base de données ouvrant la voie à d'autres travaux de recherche. Comme perspectives, nous pouvons envisager de poursuivre le travail à travers les axes proposés suivants:

En plus de la teneur en fibres, de la densité relative, du niveau de contrainte et des conditions de drainage, il existe d'autres paramètres tels que l'influence de l'orientation des fibres. En plus des fibres orientées horizontalement, verticalement et aléatoirement, il serait intéressant d'étudier d'autres angles entre le plan de stratification de fibres et la direction de chargement, pour compléter notre connaissance de l'influence de l'orientation des fibres avec toutes les directions de chargement.

La réalisation d'une série d'essais cyclique à l'appareil triaxial pour étudier le comportement cyclique du sable de Chlef amélioré et non amélioré, cette investigation demeure intéressante pour connaître l'effet du renforcement sur le comportement du sol dans une région sismique et nous rapprochant ainsi de la réalité du terrain. Puisque les fibres réduisent les déformations volumiques qui augmentent la pression interstitielle.

En se basant sur les modèles de calcul existants dans la littérature, on pourrait envisager le développement d'un modèle, permettant de simuler et prédire le comportement du sable de Chlef renforcé par fibres soumis à des sollicitations monotones et cycliques.

L'anisotropie de la résistance au cisaillement d'un sol renforcé par des fibres peut être aussi évaluée à l'aide de tests supplémentaires. Des essais à l'extension triaxiale peuvent être utiles pour résumer l'effet final du renforcement. Une vraie cellule triaxiale cubique sera bénéfique pour quantifier la résistance au cisaillement sur des plans d'orientation différents, les échantillons de terrain peuvent être utilisés pour déterminer l'anisotropie de la résistance au cisaillement sur le site.



## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## Référence bibliographique

**Abbad, H., Meghachou, M., Dekar, C., Sidi Mohamed, D. and Vacher, P., (2012)**, « *Effets d'Interférence des Zone de Rupture des Fondations Superficielles Voisines dans un Milieu Analogique Renforcé par Géotextiles* », 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**AbdelRazek, A., El-Sherbiny, R. and Lotfi, H., (2018)**, « *Mechanical properties and time dependent behaviour of sand-granulated rubber mixtures* », Geomechanics and Geoengineering An International Journal, DOI: 10.1080/17486025.2018.1440013.

**Achour. Y., Bendaoud. E., Boumazbeur. A. and Hadji. R., (2012)**, « *Traitement des Tufs Calcaires de la Région de Sétif aux Liants Hydrauliques et Pouzzolaniques* », 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Akiyoshi, T., Fuchida, K., Matsumoto, H., Hyodo, T. and Fang, H.L., (1993)**, « *Liquefaction Analyses of Sandy Ground Improved by Sand Compaction Piles* », Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 12. Pp.229-307. doi: 10.1016/0267-7261(93)90015-J.

**Akshaya Kumar, S., (2012)**, « *Stabilization of Expansive Soil Using Waste Ceramic Dust* », EJGE, Vol. 17, pp. 3915-3926.

**Albusoda, S.B. and A.Kh.Salem, L., (2012)** “*Stabilization of Dune Sand by Using Cement Kiln Dust (CKD)*”, Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering, Vol. 2, N° 1, pp. 131-143.

**Al-Refeai, T. and Al-Suhaibani, A., (1998)**, « *Dynamic and Static Characterization of Polypropylene Fiber-Reinforced Dune Sand* », Geosynthetics International, Vol. 5, No. 5, pp.443-458.

**Altun, S., Goktepe, A.B. and Lav, M.A., (2008)**, “*Liquefaction Resistance of Reinforced with Geosynthetics*”, Geosynthetics International. Vol.15, pp.322-332. [doi :10.1680/gein.2008.15.5.322](https://doi.org/10.1680/gein.2008.15.5.322).

**Amri, S. and Ait Mokhtar, K., (2012)** « *Amélioration de la Portance des Sols Support Argileux des Chaussées par Ajout de Ciment* », 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Arab, A., (2008)**, « *Behaviour soils under monotonic and cyclic loading* », Ph.D. dissertation, University of Science and technology of Oran, Oran, Algeria.

**Arab, A., Belkhatir, M., (2012)**, « *Fines Content and Cyclic Preloading Effect on Liquefaction Potential of Silty Sand: A Laboratory Study* », Acta Polytechnica Hungarica, Vol. 9, N°4

**Arab, A., Belkhatir, M., Sadek, M. and Shahrour, I., (2012)** « *Technique d'Amélioration des Sols dans les Zones Sismiques*, » 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Arab, A., Sadek, M., Belkhatir, M. and Shahrour, I., (2014)**, « *Monotonic Preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Chlef Silty Sand: a Laboratory Study* », Arabic Journal of Science Engineering, Vol. 39, pp.685-694.

**Arab, A., Shahrour, I., and Lancelot, L., (2011)**, “*A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand*”, Journal of Iberian Geology, 37(1), 29-36.

ASCE Soil Improvement and Geosynthetics Committee, Ground Improvement Subcommittee (1997). "Soil Improvement and Geosynthetics Committee Report," Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment, Developments 1987-1997, Geotechnical Special Publication No. 69, Proceedings of the sessions sponsored by the Committee on Soil Improvement and Geosynthetics of the Geotechnical Institute of ASCE in conjunction with Geo-Logan '97, Logan Utah & July 1997, V.R. Schaefer, ed., ASCE, pp. 1-371.

**Attallaoui, S. and Benmebarek, S., (2012)** « *Analyse Numérique des Murs de Soutènement en Sol Renforcé avec Remblai Granulaire et Cohérent sous Charges Cycliques* », 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Aydan, O., Ulusay, R. & Atak, V.O., (2008)**, « *Evaluation of Ground Deformations Induced by the 1999 Kocaeli Earthquake (Turkey) at Selected Sites on Shorelines* », Environ. Geol., **54**(1). pp. 165-182, 2008.

**Babu, G. L., Sivakumar; Vasudevan, A. K. and Haldar, S., (2007)**, « *Numerical Simulations of Fiber-Reinforced Sand Behavior* ». *Geotextiles and Geomembranes*, 181-188.

**Baghdad, A., Bouazi, R., Zennir, A. and Bouftouha, Y., (2012)** « *Amélioration des sols par colonnes Ballastées « Prise en Compte de l'Etreinte Latérale dans la Modélisation des Colonnes Ballastées* », 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Belarbi, A., Zedjaoui, A. and Bekkouche, A., (2012)** « *Influence de la Teneur en Lait de Chaux sur les Caractéristiques d'un Sol Dispersif de la Région de Tlemecen* », 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Belkhatir. M., Arab, A., Della. N. and Schanz, T., (2012)**, "*Laboratory Study on the Hydraulic Conductivity of Sand-Silt mixtures*", 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Belkhatir M., Schanz T. & Arab A., (2013)**, "Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand-silt mixtures," Environmental Earth Sciences, Vol. 70, No. 6, pp. 2469-2479.

**Balla N., Sadou O., Boutouatou N., (2016)**, « *Phénomènes De Liquéfaction Et Stabilité Par Colonnes Ballastées Dans Le Site De Heraoua (Alger)*, » Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Nancy 2016.

**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 de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

**Benessalah Ismail, (2017)** « *Comportement des Interfaces Géosynthétiques sous Chargement Dynamique due à l'impact* ». Thèse de doctorat de l'université de Chlef. Algérie.

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

**Benghalia, Y., Bouafia, A., Canou. J. and Dupla, J., (2012)**, « *Etude des Comportements des Sables des Régions de Chlef sous Chargement Cyclique* », 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Boominathan, A., Hari, S., (2002)** « *Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers*», Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.22, pp.1027-1033.

**Bouaricha, Leyla, (2018)** « Comportement des sols renforcés par des fibres synthétiques : Influence de quelques paramètres physiques ». Thèse de doctorat de l'université de Chlef. Algérie.

**Bourabah, M.A., Taïbi, S., Abou-Bekr, N. and Arab, R., (2012)**, « *Renforcement d'un Sédiment de Dragage par Utilisation de Geotextiles* », 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Brahim A., Arab A., DELLA N., Belkhatir M., (2012)**, « *Influence de la présence des colonnes ballastées sur le comportement d'un sable limoneux de la région de Chlef;*» Colloque international «Reduction du risque sismique» Université Hassiba Ben Bouali-Chlef , Algerie.

**Burke, G. K., (2004)**, « Jet Grouting Systems: Advantages and Disadvantages. *GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Special Foundation Systems* », American Society of Civil Engineers, pp. 875-886.

**Canou J.,** « Contribution l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable », Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées, Paris, 1989.

**Casagrande, A., (1936)**. « *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills* ». Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January. Reprinted in Contributions to Soil Mechanics 1925-1940". ASCE, Oct. 1940.

**Casagrande A., (1975)**, « *Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review,*» Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, Series N° 88, pages 1–39.

**Castro, J., (1969)**. « *Liquefaction of sands* ». Ph.D. Thesis, Harvard Soil Mechanics Series n°81, Harvard University, Cambridge, MA, 112 p.

**Choobbasti, A. J, Kutanaei, S. S and Ghadakpour, M., (2019)**, « *Shear behavior of fiber-reinforced sand composite* », Arabian Journal of Geosciences, Vol. 12, pp. 157  
<https://doi.org/10.1007/s12517-019-4326-z>.

**Chu, J., & Leong, W., (2003)**. « *Recent progress in experimental studies on instability of granular soil* ». ISBN 90 5809 5630.

**Chu, J., Leroueil, S., & Leong, W.K., (2003)**. « Unstable behaviour of sand and its implication for slope instability ». Can. Geotech, J. 40, pp. 873 – 885.

**Consoli, N. C., Prietto, P. D. M., Ulbrich L. A. (1998)**, «Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil.» *J. of Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, Vol. 124, No. 12, pp. 1211-1214.

**Consoli, N. C., Montardo, J. P., Prietto P. D. M., Pasa G. S. (2002)**, «Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste.» *J. of Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, ASCE, Vol. 128, No. 6, pp. 462-472.

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

**Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A., Fonini, A., and Dalla Rosa, F., (2009),** “*Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range*”, *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), 196-203.

**Consoli, N.C., Marcel, A.A.B.and Lucas, F., (2010),** Effect of Fiber-Reinforced on the Strength of Cemented Soils, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp. 344-351.

**Dano C., 2001,** « *Comportement mécanique des sols injectés* », Thèse de doctorat, Ecole Centrale Nantes.

**Dano C., Hicher P.-Y., Varjabedian M. (2002),** « *Renforcement des sols alluvionnaires par injection de coulis de ciment ultrafin* ». *Revue Française de Géotechnique* 100, 59-70.

**Das, B. M., (2007)** « Principles of Foundation Engineering. Thomson ».

**Das, B. M., (2011),** « Principles of Geotechnical Engineering », 7th Edition. Unites States of America: Cengage Learning.

**Della, N., (2010),** «Etude Expérimentale du Comportement du sol de Chlef (liquéfaction statique) », Thèse de doctorat, Université de Mostaganem.

**Della N., Arab A., Belkhatir M., Missoum H., Bacconnet C., Boissier D., (2010),** « Effect of the initial structure on the behavior of Chlef sand, » *Acta geotechnica Slovenica* 7(2):5-15.

**Della. N., Belkhatir. M., Arab. A. and Hanifi. M., (2012),** « *Etude Expérimentale de la Réponse au Cisaillement Monotone d'un Matériau Granulaire: Effet de l'Etat Initial,* » 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

**Della, N., Belkhatir, M., Arab, A., Canou, J. and Dupla, J-C. (2015),** « *Undrained Monotonic Response and Instability of Medium-Dense Sandy Soil* », *Marine Georesources & Geotechnology*, Vol.33, pp. 487–495.

**Della, N., Belkhatir, M., Arab, A., Canou, J. and Dupla, J-C. (2014),** « *Effect of fabric method on instability behavior of granular Material* », *Acta Mech.*

**Della, N., Arab, A. and Belkhatir, M., (2011).** « Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of loose granular soil under static loading », *Acta Mech. Sin.* 27(5): pp.796–802.

**Denine, Sidali, (2018),** « *Etude Expérimentale du Comportement Hydro-Mécanique d'un Sol Granulaire Traite ou Renforcé* ». Thèse de doctorat de l'université de Chlef, Algérie.

**Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D. and Muir, Russell, A. R., (2009),** « *Fibre reinforced sands: experiments and modelling* ». *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, No.4, pp. 238-250.

**Diambra, A., Ibraim, E., Munir Wood, D. and Russell, A.R., (2010),** “*Fibre Reinforced Sands: Experiments and Modelling*”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp. 238-250.

**Diaz Rodriguez, J.A., Antonio-Izarraras, V.M., Bandini, P. and Lopez-Molina, J.A. (2008),** “*Cyclic Strength of a Naturel Liquefiable Sand Stabilized with Colloidal Silica Grout*”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, pp. 1345-1355.

**Djafar Henni A, Arab A, Hamoudi S, Khelafi H, (2011),** "Etude en laboratoire de l'effet du rapport de surconsolidation sur le comportement non drainé des sols" Séminaire International, innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction.

- Dos Santos, A.P.S.; Consoli, N.C.; Heineck, K.S.; Coop, M.R. (2010)**, « High-pressure isotropic compression tests on fibre-reinforced cemented sand ». *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 136(6), 885–890.
- Dutta, R.K. and Rao, G.V., (2007)**, “*Regression Models for Predicting the Behavior of Sand Reinforced with Waste Plastic*”, *Turkish Journal Engineering of Environment and science*, Vol. 31, pp. 119-126.
- Erdoğan, D. and Altun, S., (2015)**, « *Undrained Response of Loose Fiber Reinforced Sand* », *C.B.U. Journal of Science*, Vol. 11.1, pp: 7-16.
- Eldesouky, H. M. and Morsy, M. M Mohamed F., (2015)**, « *Fiber-reinforced Sand Strength and Dilation Characteristics*. *Mansour Ain Shams Engineering Journal* », Article in press. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2015.06.003>.
- Gacem med. E. and OuldKenou.V., (2012)**, « *Amélioration des Sols Gonflants d’AïneKada par la Chaux de Saïda en vue de leur Utilisation dans les Travaux Routiers* », 1er Colloque International sur l’Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.
- Ghembaza, M., Dadouch, M. and Bellia, Z., (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.
- Gopal, R., Vasan, R.M. and Charan, H.D., (1994)**, “*Behaviour of Plastic-Fibre-Reinforced Sand*”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, pp. 555-565.
- Gray, D. H. and Ohashi, H., (1983)** « *Mechanics of fiber reinforced in sand*. *Journal of Geotechnical Engineering* », *ASCE* , Vol. 109, No. 3, pp. 335-353.
- Gunaratne, M., 2006**: *The Foundation Engineering Handbook*. Boca Raton FL: Taylor & Francis Group.
- Haeri S.M., Noorzad R., Oskourouchi A.M. (2000)**. “*Effect of geotextile reinforced on the mechanical behaviour of sand* ». *Geotextiles and Geomembranes* 18, pp. 385-402.
- Heineck K. S., Coop M.R, and Consoli N.C. (2005)** « *Effect of Microreinforcement of Soils from Very Small to Large Shear Strains* ». *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131 (8), 1024-1033.
- Hamane M., Bensafi M., Nedjar D., Djellouli F., Ramdane K.E., Hamada M., Koganei K., Meguro K., Miyajima M., Saito T., (2007)**, « *Dommages provoqués par le séisme de Boumerdes et recommandations pour la réduction du risque sismique*, » 7 ème Colloque National AFPS 2007, Ecole Centrale Paris, Châtenay Malabry.
- Hamidi, A., Hooresfand, M., (2013)**, “*Effect of Fiber Reinforcement on Triaxial Shear Behavior of Cement Treated Sand*”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 36, pp. 1-9.
- Hataf, N. and Rahimi, M.M., (2006)**, “*Experimental Investigation of Bearing Capacity of Sand Reinforced With Randomly Distributed Tire Shreds*”, *Construction and Building Materials*, Vol. 20, pp. 910-916.
- Ibraim, E., Fourmont, S., (2006)**, “*Behaviour of sand reinforced with fibers*”, In: *Proceedings of the geotechnical symposium in Roma, Netherlands*, pp 807–818.



- Ibraim, E., Diambra, A., Russell, A.R. and Munir Wood, D., (2012)**, “*Assesment of Laboratory Sample Preparation for Fibre Reinforced Sands*”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 34, pp. 69-79.
- Ibraim, E., Diambra, A., Munir Wood, D. and Russell, A.R., (2010)**, “*Static Liquefaction of Fibre Reinforced Sand Under Monotonic Loading*”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28, pp. 374-385.
- Ibraim, E., and Fourmont, S., (2006)**, « *Behaviour of Sand Reinforced with Fibres. Soil Stress-Strain Behavior: Measurement* », *Modeling and Analysis Geotechnical Symposium*, Roma, Italy, pp. 807-818. [https://doi.org/10.1007/978-1-4020-6146-2\\_60](https://doi.org/10.1007/978-1-4020-6146-2_60).
- Ishihara, K., (1993)**. « *Liquefaction and flow failure during earthquakes* ». *Géotechnique* 43, No. 4, pp. 349-415.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S., (1975)**. « *Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses*. *Soils and Foundations* », Vol. 15, No. 1, pp. 29-44.
- Jafari, M.K. and Shafiee, A. (2004)**, “*Mechanical Behavior of Compacted Composite Clays*”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, pp. 1152-1167.
- Jin, L., Gonghui, W., Toshitaka, K., Fanyu, Z., Jun, Y. and Bin. S., (2011)**, “*Static Liquefaction Behavior of Saturated Fiber-Reinforced Sand in Undrained Ring-Shear Tests*”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 29, pp. 462-471.
- Kramer, S.L., Geotechnical Earthquake Engineering**, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1996.
- Kramer, S.L., & Seed, H.B., (1988)**. « *Initiation of soil liquefaction under static loading conditions* ». *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, No. 4, pp. 412-430.
- Kramer, S. L., (1996)**, « *Geotechnical Earthquake Engineering* ». New Jersey, Prentice Hall.
- Krim. A., Arab. A. and Belkhatir.M., (2012)** “*Effect of Confining Pressure and Specimen Preparation Method on the Undrained Behavior of Sandy Soil*”, 1er Colloque International sur l'Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.
- Kumar, R., Kanaujia, V.K. and Chandra, D., (1999)**, “*Engineering behavior of fibre reinforced pond ash and silty sand*”, *Geosynth. Int.*, 6, 6, 509-518.
- Kumar, S., and Tabor, E., (2003)**, “*Strength characteristics of silty clay reinforced with randomly oriented nylon fibers*”, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 8(2), 10.
- Lade, P. V. and Yamamuro, J. A. (1997)**, “*Effects of non plastic on static liquefaction of sands*.”*Can. Geotech. J.*, 34, 918-928.
- Lade, P.V., (2002)**, « *Instability, shear banding, and failure in granular materials* ». *International Journal of Solides and Structures*, 39-3337-3357.
- Lade, P.V., (1993)**, « *Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm* ». *Canadian Geotechnical*, J. 30, pp. 895-904.
- Lade P.V. (1992)**, “*Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes*” - *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 118, n° 1, pp. 51-71.

- Lade P.V., Duncan J.M. (1973)**, "Cubical triaxial tests on cohesionless soil" - J.Soil Mech.and Pound. Engrg. Div. ASCE, 99, pp. 793-812.
- Latha, G.M. and Murthy V.S., (2007)**, "*Effect of Reinforcement form on the Behavior of Geosynthetic Reinforced Sand*", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 25, pp. 23-32.
- Lee K. L., & Fitton J.A. (1968)**: «*Factors effecting the dynamic strength of soil. Vabration affects on soil and foundation* » ASTM, STP450, American society for testing and materials.
- Liausou Ph., Iorio J-P., Hartley W.F. (1995)**, «*Densification des sols affaissables par compactage dynamique* ». Première Journée Louis Ménéard : La densification des sols, Paris, Comité Français de Mécanique des Sols, 49-58.
- Liu, Y.J., Li, G., Yin, Z.Y., Dano, C., Hicher, P.Y., Xia, X.H. and Wang, J.H., (2014)**, «*Influence of Grading on the Undrained Behavior of Granular Materials* », C.R. Mécanique, Vol. 342, pp.85-95
- Lo, S.R. and Wardani, S.P.R., (2002)**, "*Strength and Dilatancy of a Silt Stabilized by a Cement and Fly Ash Mixture*", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, pp. 77-89.
- Luong, P.M., (1980)**, «*Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents* ». Revue Française de Géotechnique No. 10, pp. 39-53.
- Luong M.P. (1980)**, "*Stress-strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient loading*" International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, pp. 315-324.
- Luong M.P, (1978)**, "*Etat caractéristique du sol*", C.R., Académie des Sciences, Paris 287 B, pp. 305-307.
- Maalej, Y., Dormieux, L., Maghous, S.,Canou, J. and Dupla, J.C., (2005)**, «*Comportement Mécanique d'un Sable Injecté par un Coulis de Ciment* », 17<sup>ième</sup> Congrès Français de Mécanique, Troyes, Septembre 2005.
- Maher, M. H. and Gray, D. H., (1990)**, «*Static response of sands reinforced with randomly distributed fiber* ». *Journal of Geotechnical Engineering* , Vol. 116, No. 11, pp. 1661-1677. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:11\(1661\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:11(1661)).
- Maher, M. H., and Ho, Y. C., (1994)**, "*Mechanical properties of kaolinitic fiber soil composite*", J. Geotech. Engineering, 120 (6), 1381-1393.
- Mahmoudi, Youcef (2017)**, «*Etude Expérimentale du Comportement Mécanique des Sols Surconsolidés : Influence de la Structure Initiale* ». Thèse de doctorat université de Chlef.
- Marri, A., Wanatowski, D. and Yu, H.S., (2012)**, "Drained Behaviour of Cemented Sand in High Pressure Triaxial Compression Tests", Geomechanics and Geoengineering, Vol. 7, pp. 159-174.
- Michalowski, R. L., (2008)**, "*Limit analysis with anisotropic fibre reinforced soil*", Geotechnique 58(6), 489–501.
- Michalowski, R. L. and Cermak, J., (2003)** «*Triaxial Compression of sand reinforced with fibers* ». *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 2, pp. 125-136.

- Mohamedzein, Y., Al-Aghbari, Y. and Taha, R., (2006)**, “*Stabilization of Desert Sands Using Municipal Solid Waste Incinerator Ash*”, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 24, pp.1767-1780.
- Mutman, U. and Kavak, A., (2011)**, “*Improvement of Granular Soils by Low Pressure Grouting*”, International Journal of the Physical Sciences, Vol. 6, pp. 4311-4322.
- Negadi, K. and Arab, A., (2012)**, “*Effects of Root-Reinforcement on the Strength of Soil*”, 1<sup>er</sup> Colloque International sur l’Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.
- Nilo, C.C., Marcel, A.A.B. and Lucas, F., (2010)**, “*Effect of Fiber-Reinforced on the Strength of Cemented Soils*”, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 28, pp. 344-351.
- Noorany, I., Uzdavines, M., (1989)**, “*Dynamic behaviour of saturated sand reinforced with geosynthetic fibres*”, In: Proceedings of Geosynthetics” 89 conference, North American Geosynthetics Society, 385–396.
- Noorzad, R. and Zarinkolaei, S. T. GH., (2015)**, « *Comparison of Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Sand under Triaxial Compression and Direct Shear* », Open Geoscience, Vol.1, pp.547-558, DOI 10.1515/geo-2015-0041.
- Ojha, S. and Trivedi, A., (2013)**, “*Shear Strength Parameters for Silty-Sand Using Relative Compaction*”, EJGE, Vol. 18, pp. 81-99.
- Ouzaa, K., (2012)**, « *Amélioration et Renforcement des infrastructures par l’Utilisation du Programme "REHA"* », 1er Colloque International sur l’Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.
- Park, L.K., Suneel, M. and Chul, I., (2013)**, « *Sher Strength of Jumunjin Sand according to Relative Density* », Geosciences and Geotechnology, Vol. 26, pp. 101-110.
- Park, S. S. and Kim, Y. S. (2013)**. “*Liquefaction resistance of sands containing plastic fines with different plasticity.*” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 139, No. 5, pp.825-830, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000806.
- Pecker A., 1984**, “*Dynamique des sols,*” Presses des Pont et Chaussées, Paris.
- Plé, O., and Lê, T.H.N., (2012)**, “*Effect of Polypropylene Fiber-Reinforcement on the Mechanical Behavior of Silty Clay*”, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 32, pp. 111-116.
- Prabakar, J., and Sridhar, R. S., (2002)**, “*Effect of random inclusion of sisal fiber on strength behavior of soil*”, Construct. Build. Mater, 16, 123-131.
- Rabinda, K., Pradip, K. and Ashutosh, N., (2012)**, “*Consolidation Characteristics of Fiber Reinforced Cohesive Soil*”, EJGE, Vol. 17, pp. 3861-3874.
- Ranjan, G., Vasan, R. M., Charan, H. D., (1994)**, « *Behaviour of plastic-fibre reinforced sand* ». Geotextiles and Geomembranes, Vol. 13, No.8, pp. 555-565. doi:10.1016/0266-1144(94)90019-1
- Reffas, B., (2012)**, « *Influence de la Variation du Point d’Application de la Charge (Excentricité) sur le Comportement des Colonnes Ballastées* », 1er Colloque International sur l’Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.

- Richa B. (1992)** « Etude au triaxial dynamique de la liquéfaction des sols renforcés par geotextiles », Ph.D. dissertation, Univ. Joseph Fourier, Grenoble 1, Grenoble, France (1992).
- Roscoe, K.H., Schofield, A., Worth, C.P., (1958)**, « On the yielding of soils ». *Geotechnique* 8 (1), 22-53.
- Safdar, M., and Kim, J.M., (2013)**, “*Cyclic Behavior of Marine Silty Sand*”, *EJGE*, Vol. 18, pp. 209-218.
- Santoni, L., Webster, L., (2001)**, “*Airfields and road construction using fiber stabilization of sands*”, *J Trans Eng ASCE*; 127, 96–104.
- Shafiee S. (1986)**, « *Thèse simulation numérique du comportement des sols cloués; Interaction sol renforcement et comportement de l’ouvrage* », 1986.
- Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977)**. “*Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains.*”*Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT7), 757-768.
- 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.
- Sidi Mohamed, D., Meghachou, M. and Abbad, H., (2012)**, « *Etude Cinématique sur la réponse d’un Milieu Analogique Renforcé par des Nappes Géotextiles lors de la Rupture par Poussée* », 1er Colloque International sur l’Amélioration des Sols, Chlef 21-22 Octobre 2012.
- Sway, A.T., Bang, S., (2007)**. « *Analysis of geofiber reinforced soils* ». In: *Proceedings of 5th International Symposium on Earth Reinforcement, IS Kyushu2007, Japan, Bal-kema. Taylor & Francis Ed.*, pp. 357–362.
- Talal, O. Al-Refeai., (1991)**, « *Behavior of Granular Soils Reinforced with Discrete Randomly Oriented Inclusions*», *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 10, pp. 319-333.
- Temel, Y., Muge, I. and Orhan, E.I., (2005)**, « *A Study on Bearing Capacity of Randomly Distributed Fiber-Reinforced Sand Fills Overlying Soft Clay*», *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, pp. 174-183.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G., (1996)**, « *Soil Mechanics in Engineering Practice* ». Canada: John Wiley & Sons. Inc.
- Tiwari, S.K. and Sharma, J.P., (2013)**, *Influence of Fiber-Reinforcement on CBR-Value of Sand*, *EJGE*, Vol. 18, pp. 4303-4311.
- Tsuchida H. (1970)**: « Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits», Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japan).
- Ud-din, S., Marri, A. and Wanatowski, D., (2011)**, “*Effect of High Confining Pressure on the Behavior of Fibre Reinforced Sand*”, *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS et AGSSEA*, Vol. 42, No. 4, pp. 69-76.
- Unnikrishnan, N., Rajagopal, K., and Krishnaswamy, N. R., (2002)**, “*Behaviour of reinforced clay under monotonic and cyclic loading*”, *Geotextiles and Geomembranes*, 20(2), 117-133.

**Varghese, R. M. and Madhavi Latha, G., (2014)**, « *Shaking table tests to investigate the influence of various factors on the liquefaction resistance of sands* », Nat Hazards, Vol. 73, pp. 1337-1351.

**Vernay, M., Morvan, M. and Breul, P. (2016)**, « Influence of Saturation Degree and Role of Suction in Unsaturated Soils Behavior: Application to Liquefaction ». E3S Web of Conferences 9, 14002.

**Vercueil, D. Billet. P., (1997)**, « *Study of the liquefaction resistance of saturated sand reinforced with geosynthetics*», Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.16, pp.417-425.

**Vidal H., (1969)**, “*The principle of reinforced earth*”, Highway research record No. 282, 1-16.

**Watari, Y. and Fujiwara, T., (1977)**, “*Penta-Ocean Construction Co, LTD, Tokyo, Japan.*”

**Welsh, J.P. and Burke, G.K., (1991)**, « *Jet Grouting-Uses for Soil Improvement* », Geotechnical Engineering Congress-1991, ASCE Library.

**Welsh, J.P, (1992)**, Grouting Techniques for Excavation Supports, *Proc. of Excavation and Support for the Urban Infrastructure, Geotechnical Special Publication, ASCE, 33, New York, 240-261.*

**Yamamuro J.A. & Covert K.M., (2001)**, “*Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content*”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol., 127, N°4, pp. 314-324.

**Yamamuro, J. A. et Lade, P. V. (1997)**, « *Static liquefaction of very loose sands* », *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34(6) pp. 905–917.

**Yamamuro, J.A., & Lade, P.V., (1999)**, « *Static liquefaction of very loose sands* ». *Can. Geotech J.* 36. pp.579–581.

**Yetimoglu, T. and Salbas, O., (2003)**, “*A Study on Shear of Sands Reinforced with Randomly Distributed Discrete Fibers*”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 21, pp. 103-110.