

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture



# THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures et Géotechnique

Par

**CHERIF TAIBA Abdellah**

Sujet de la thèse :

---

### **ETUDE EN LABORATOIRE DE LA SUSCEPTIBILITE A LA LIQUEFACTION DES SABLES LIMONEUX : INFLUENCE DE LA FORME ET TAILLE DES GRAINS**

---

Soutenu le 11 Mai 2017 devant le jury composé de :

<b>ARAB Ahmed</b>	<b>Professeur</b>	<b>UHB Chlef</b>	<b>Président</b>
<b>KADRI Abdelkader</b>	<b>Professeur</b>	<b>UHB Chlef</b>	<b>Directeur de thèse</b>
<b>BELKHATIR Mostefa</b>	<b>M C "A"</b>	<b>UHB Chlef</b>	<b>Co-Directeur de thèse</b>
<b>BELKACEMI Smain</b>	<b>Professeur</b>	<b>ENP Alger</b>	<b>Examinateur</b>
<b>MEGHACHOU Mourad</b>	<b>Professeur</b>	<b>U.Sidi Bel-Abbes</b>	<b>Examinateur</b>
<b>DELLA Nouredine</b>	<b>M C "A"</b>	<b>UHB Chlef</b>	<b>Examinateur</b>

## Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier le professeur Kadri Abdelkader et le docteur Mostefa Belkhatir, pour l'encadrement judicieux et le suivre régulier au cours de la préparation de ma thèse de doctorat. Leur patience, leurs remarques et leurs conseils, m'ont été d'un soutien particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail.

Je remercie Mr. Arab Ahmed professeur à l'université de Chlef d'avoir accepté de présider le jury d'examen. Je remercie Mr. Belkacemi Smain professeur à l'école national de polytechnique d'Alger, Mr. Megachou Mourad professeur à l'université de Sidi-Bel Abbes et Mr. Della Noureddine Maître de conférence à l'université de Chlef d'avoir accepté de juger et d'examiner ce travail.

J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur le professeur Arab Ahmed le directeur de Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef pour ses aides pendant cette période de doctorat.

Je tiens à remercier professeur Tom Schanz qui m'a bien accueilli dans son laboratoire au cours de mes différents séjours (2014, 2015 et 2016) en m'apportant assistance et encouragement. Mes vifs remerciements s'adressent aux techniciens Mr. Werner Müller, Mr. Achim Blastisko et Mr. Bernard Sperl du Laboratoire de Mécanique des Sols et Roches de la Faculté de Génie Civil à l'Université de Bochum en Allemagne pour leur contribution dans la réalisation du programme expérimental de ma thèse.

Mes remerciements vont également à l'ensemble des enseignants et tout personnel de la faculté de génie civil et d'architecture de l'université Hassiba Ben Bouali de Chlef. Enfin, je remercie énormément tous ceux qui ont participé de près ou de loin et qui ont contribué à l'élaboration de ce travail surtout mes collègues d'option « structures et géotechnique », sans oublier Chemam Mohammed « université de Relizane » et Hazout Leila « université de Blida ».

## **Dédicaces**

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon frère : Abderrahmane qui n'a pas eu la chance de vivre aussi longtemps et de m'encourager dans ma vie et au cours de mes études.

A mes chers parents qui m'ont toujours entouré de leur sacrifice, patience et affection manifestés avec tous moyens possibles et disponibles pour mener à bien la préparation de ma thèse de doctorat.

A mes chers frères, sœurs et leurs enfants : Abdelkader, Maya, Abdessalam et Rittel.

## **SOMMAIRE :**

<b>Résumé en Arabe</b> .....	<b>I</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>II</b>
<b>Résumé</b> .....	<b>III</b>
<b>Abréviations</b> .....	<b>IV</b>
<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>

## **CHAPITRE 1**

### **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

1. Phénomène de la liquéfaction des sols.....	5
1.1 Généralités.....	5
1.2 Définition de la liquéfaction.....	6
1.3 Cas historiques de rupture par liquéfaction.....	7
1.4. Comportement des sols sous chargement monotone ou cyclique.....	9
1.4.1 Notion de comportement non drainé.....	9
1.4.2 Comportement des sols sous chargement monotone en condition non drainée.....	9
1.4.2.1 La liquéfaction statique.....	9
1.4.3 Comportement de sols sous chargement cyclique en condition non drainée.....	11
1.4.4 La liquéfaction vraie.....	12
1.5. Principaux concepts rhéologiques des sols.....	13
1.5.1 Etat critique.....	13
1.5.2 Etat permanent de déformation.....	14
1.5.3 Etat caractéristique.....	15
1.5.4 Paramètre d'état.....	16
1.6. Etude de la forme des grains du sol.....	18
1.6.1 Introduction.....	18
1.6.2 Méthodes de mesure la forme des grains.....	21

1.6.2.1	Mesure avec mains.....	21
1.6.2.2	L'analyse de l'image.....	21
a)	- Diamètre Féret.....	21
b)	- Technique de Laser de balayage.....	22
c)	- Laser assisté par tomographie.....	22
1.6.3	Influence de la forme des grains sur $e_{max}$ et $e_{min}$ .....	23
1.6.4	Influence de la forme des grains sur le comportement des sols.....	23
1.7.	Etude de la taille des grains du sol.....	25
1.7.1	Introduction.....	25
1.7.2	Influence de la taille des grains sur le comportement des sols.....	27
1.8.	Paramètres influençant sur le comportement des sables et leur susceptibilité à la liquéfaction.....	29
1.8.1	Influence de la densité relative.....	30
1.8.2	Influence des différents indices des vides.....	31
1.8.2.1	Influence de l'indice des vides global.....	31
1.8.2.2	Influence de l'indice des vides intergranulaire.....	32
1.8.2.3	Influence de l'indice des vides interfine.....	33
1.8.2.4	Influence de l'indice des vides équivalent.....	34
1.8.3	Influence de pression de confinement.....	34
1.8.4	Influence de la saturation.....	36
1.8.5	Influence de l'histoire de pré-chargement.....	37
1.8.6	Influence des fines.....	37
1.8.7	Influence de l'état de contrainte initiale.....	39
1.8.8	Influence de mode de dépôt .....	40
1.8.9	Influence de la conductivité hydraulique.....	41
1.9.	Conclusion.....	42

## **CHAPITRE 2**

### **DESPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROCEDURE DE L'ESSAI**

2.1 Dispositif expérimental.....	44
2.2 Procédure d'essai.....	45
2.2.1 Différentes phases de préparation d'un essai triaxial.....	45
2.2.2 Méthode de préparation de l'échantillon.....	45
2.2.3 Saturation.....	46
2.2.4 Consolidation.....	46
2.2.5 Cisaillement.....	46
2.3 Matériaux utilisés.....	47
2.4 Répétabilité des essais.....	53
2.5 Méthode de calcul la forme des grains.....	54
2.6 Conclusion.....	55

## **CHAPITRE 3**

### **INFLUENCE DE LA FORME ET TAILLE DES GRAINS SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINE DES MELANGES SABLE-LIMON**

3.1. Influence de la forme des grains.....	57
3.1.1 Introduction.....	57
3.1.2 Résultats des essais en compression non drainée.....	58
3.2. Influence de la taille des grains.....	65
3.2.1 Introduction.....	65
3.2.2 Résultats des essais en compression non drainée.....	66
3.3 Influence des caractéristiques de forme des grains sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon.....	71
3.3.1 Relation entre les caractéristiques de forme des grains et la fraction des fines peu plastiques.....	71

3.3.2 Influence des caractéristiques de forme des grains sur la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon.....	72
3.4. Influence des caractéristiques granulométriques sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon considérant l'effet de la forme et taille des grains.....	74
3.4.1 Introduction.....	74
3.4.2 Relation entre les caractéristiques granulométriques et la fraction des fines peu plastiques.....	76
3.4.2.1 Diamètres efficace et moyen ( $D_{10}$ , $D_{50}$ ) .....	76
3.4.2.2 Coefficient d'uniformité.....	78
3.4.2.3 Rapport de la taille des grains.....	79
3.4.3 Influence des caractéristiques granulométriques sur la résistance au cisaillement maximale non drainée.....	82
3.4.3.1 Diamètres efficace et moyen ( $D_{10}$ , $D_{50}$ ) .....	82
3.4.3.2 Coefficient d'uniformité.....	84
3.4.3.3 Rapport de la taille des grains.....	85
3.5 Conclusion.....	89

## **CHAPITRE 4**

### **INFLUENCE DE LA FORME ET TAILLE DES GRAINS SUR L'INSTABILITE DES MELANGES SABLE-LIMON**

4.1. Influence de la pression de confinement sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon.....	92
4.1.1 Introduction.....	92
4.1.2 Résultats des essais en compression non drainée.....	93
4.1.2.1 Sable de Chlef .....	93
4.1.2.2 Sable moyen de Chlef.....	97
4.1.2.3 Sable fin de Chlef.....	100

4.1.2.4 Sable de Fontainebleau.....	104
4.1.2.5 Sable d'Hostun.....	107
4.2. Etude de l'instabilité des mélanges sable-limon.....	111
4.2.1 Introduction.....	111
4.2.2 Influence de la forme des grains.....	112
a- Angle de frottement d'instabilité.....	113
b-Angle de frottement à l'état stable.....	114
4.2.3 Influence de la taille des grains.....	115
a- Angle de frottement d'instabilité.....	116
b-Angle de frottement à l'état stable.....	117
4.2.4 Influence des fines peu plastiques sur l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable.....	118
4.2.5 Influence de l'indice des vides sur les angles de frottement des mélanges considérant l'effet de la forme et taille des grains.....	120
4.2.5.1 Influence de la forme des grains.....	120
4.2.5.2 Influence de la taille des grains.....	122
4.2.6 Influence de la forme de grains sur les angles de frottement des mélanges sable-limon.....	124
4.2.6.1 En terme de la résistance au cisaillement maximale non drainée.....	124
4.2.6.2 En terme de la pression interstitielle maximale.....	126
4.2.7 Influence de la taille de grains sur les angles de frottement des mélanges sable-limon.....	127
4.2.7.1 En terme de la résistance au cisaillement maximale non drainée.....	127
4.2.7.2 En terme de la pression interstitielle maximale.....	129
4.3 Conclusion.....	130

## CHAPITRE 5

### INFLUENCE DE LA FRACTION DES FINES PEU PLASTIQUES ET L'INDICE DES VIDES SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINE DES MELANGES SABLE-LIMON

5.1. Effet de la fraction des fines peu plastiques sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon.....	133
5.1.1 Introduction.....	133
5.1.2 Résultats des essais en compression non drainée.....	133
5.1.2.1 Sable de Chlef.....	133
5.1.2.2 Sable moyen de Chlef.....	135
5.1.2.3 Sable fin de Chlef.....	137
5.1.2.4 Sable de Fontainebleau.....	138
5.1.2.5 Sable d'Hostun.....	140
5.2. Influence de différents indices des vides sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon.....	142
5.2.1 Introduction.....	142
5.2.2 Notion sur le facteur b.....	143
5.2.3 Les paramètres influençant sur le facteur b.....	146
5.2.4 Effet de la fraction des fines peu plastiques sur l'indice des vides global des mélanges sable-limon.....	150
5.2.5 Effet de la fraction des fines peu plastiques sur l'indice des vides intergranulaire des mélanges sable-limon.....	151
5.2.6 Effet de la fraction des fines peu plastiques sur l'indice des vides équivalent des mélanges sable-limon.....	152
5.2.7 Influence de l'indice des vides global sur la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon.....	153
5.2.8 Influence de l'indice des vides intergranulaire sur la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon.....	154

5.2.9 Influence de l'indice des vides équivalent sur la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon.....	156
5.2.10 Influence du paramètre d'état équivalent sur la résistance au cisaillement non drainée maximale des mélanges sable-limon.....	158
5.3 Conclusion.....	161
<b>6. Conclusion générale et perspectives.....</b>	<b>162</b>
<b>7. Références bibliographiques.....</b>	<b>164</b>

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE II

Tableau 2.1 : Propriétés physiques des sables.....	47
Tableau 2.2 : Propriétés physiques du mélange sable de Chlef-limon de Chlef.....	48
Tableau 2.3 : Propriétés physiques du mélange sable moyen de Chlef -limon de Chlef.....	48
Tableau 2.4 : Propriétés physiques du mélange sable fin de Chlef -limon de Chlef.....	48
Tableau 2.5 : Propriétés physiques du mélange sable de Fontainebleau-limon de Chlef.....	49
Tableau 2.6 : Propriétés physiques du mélange sable d'Hostun -limon de Chlef.....	49

### CHAPITRE III

Tableau 3.1 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (3.1).....	72
Tableau 3.2 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (3.2).....	73
Tableau 3.3 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (3.3).....	82
Tableau 3.4 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (3.4).....	85
Tableau 3.5 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équations (3.5, 3.6, 3.7).....	87

### CHAPITRE IV

Tableau 4.1 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (4.1).....	119
Tableau 4.2 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (4.2).....	121
Tableau 4.3 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (4.3).....	123
Tableau 4.4 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (4.4).....	125
Tableau 4.5 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (4.5).....	126
Tableau 4.6 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (4.6).....	128
Tableau 4.7 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (4.7).....	129

### CHAPITRE V

Tableau 5.1 : Différentes études sur les mélanges sable-limon dans littérature.....	149
Tableau 5.2 : Coefficients a, c et $R^2$ pour équation (5.7).....	155

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I

Figure 1.1 : Principe des contraintes effectives dans un sol saturé.....	6
Figure 1.2 : Localisation d'Oued Chlef, Algérie, (1980).....	8
Figure 1.3 : Phénomène de liquéfaction induit par le séisme de Washington, USA, (2001).....	8
Figure 1.4 : Apparition de liquéfaction au cours de séisme de Lausitzer, Allemagne, (2013).....	8
Figure 1.5 : Résultat typique de liquéfaction sur sable lâche (Castro., 1969).....	10
Figure 1.6 : Résultat typique de liquéfaction statique sur sable lâche (Canou., 1994).....	11
Figure 1.7 : Phénomène de liquéfaction des sols (Ishihara., 1985).....	11
Figure 1.8 : Comportement cyclique du sable en condition non drainée (Luong., 1980).....	12
Figure 1.9 : Essai typique de liquéfaction vraie (Castro., 1969).....	13
Figure 1.10 : Comportement contrainte-déformation durant des essais triaxiaux sur des échantillons lâches et denses d'un sable typique (Holtz et Kovacks., 1991).....	14
Figure 1.11 : Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement direct (Casagrande., 1936).....	14
Figure 1.12 : Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le sable "Banding sand" (Castro., 1969).....	15
Figure 1.13 : Représentation des droites caractéristiques dans le plan (q, p') (Luong., 1980).....	16
Figure 1.14 : Définition du paramètre d'état (Been et Jefferies 1985).....	16
Figure 1.15 : Ligne d'état stable granulaire équivalente pour mélange sable -limon dans le plan ( $e^* - \log p'$ ) (Rahman et al., 2007).....	17
Figure 1.16 : Concept du paramètre d'état équivalent $\psi^*$ pour mélange sable -limon (Rahman et al., 2007).....	17
Figure 1.17 : La description de la forme des grains (Mitchell et Soga., 2005).....	18
Figure 1.18 : Représentation d'angularité et la sphéricité (Cho et al., 2006).....	19
Figure 1.19 : Identification des classes de sphéricité en fonction de leur forme générale (Rittenhouse., 1943).....	19
Figure 1.20 : Identification des classes d'angularité en fonction de leur forme générale (Krumbein., 1941).....	19

Figure 1.21 : Catégories d'angularité y compris Images de Krumbein, Gamme d'angularité, et l'angularité moyenne (Krumbein., 1941).....	20
Figure 1.22 : Classification qualitative de l'angularité (Power.,1953).....	20
Figure 1.23 : Dispositifs spéciaux utilisés pour la méthode de mesure des mains (a)- La jauge convexité (Wentworth., 1922) (b)- La route à coulisse (Krumbein., 1941) (c)- L'appareil de Szadecky-Kardoss (Krumbein et Pettijohn., 1938).....	21
Figure 1.24 : Technique de Diamètre Féret (Janoo., 1988).....	22
Figure 1.25 : Technique de Laser de balayage (Lanaro et Tolppanen., 2002).....	22
Figure 1.26 : Technique de Laser assistée par tomographie (Matsushima., 2003).....	23
Figure 1.27 : Influence de coefficient d'uniformité et l'angularité sur $e_{min}$ et $e_{max}$ (Youd., 1973).....	23
Figure 1.28 : Influence de la pression de confinement et d'angularité sur la résistance à liquéfaction (Hadi Omran., 1983).....	24
Figure 1.29 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables (Pecker., 1984).....	25
Figure 1.30 : Limites des courbes granulométriques des sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida., 1970).....	26
Figure 1.31 : Courbes granulométriques avec une faible résistance à la liquéfaction (Ishihara., 1985).....	27
Figure 1.32 : Influence de $D_{10}$ , $D_{50}$ sur la résistance cyclique d'un sable limoneux (Belkhatir et al., 2011).....	28
Figure 1.33 : Influence des caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$ , $D_{50}$ , ESR, MGSR) sur la pression interstitielle d'un sable limoneux (Belkhatir et al., 2014).....	29
Figure 1.34 : Evolution du comportement non drainé avec l'augmentation de la densité relative (Yoshimine et Ishihara., 1998).....	30
Figure 1.35 : Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction du mélange de sable de Monterrey (a) et Yatesville (b) avec des fines non plastiques (Polito et Martin., 2001).....	30
Figure 1.36 : Classification intergranulaire des sols (Thevayanagam and Martin., 2002).....	31
Figure 1.37 : Résistance au cisaillement non drainée en changement de phase en fonction de l'indice des vides global et teneur en fines ( $P'_c=100$ kPa) (Belkhatir et al., 2012).....	32
Figure 1.38 : Influence de l'indice de vides granulaire sur la résistance non drainée (Thevanayagam et Mohan., 2000).....	32

Figure 1.39 : Effet de l'indice des vides intergranulaire sur le potentiel de liquéfaction (Belkhatir et al., 2010).....	33
Figure 1.40 : Variation de la résistance cyclique avec l'indice des vides interfine pour le sable de (a) Monterey (b) sable de Yatesville (Polito., 1999).....	34
Figure 1.41 : Influence de l'indice de vides équivalent sur la résistance non drainée (Rahman et al., 2008).....	34
Figure 1.42 : Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution du comportement non drainé (Yoshimine et Ishihara., 1998).....	35
Figure 1.43 : Effet de fraction des fines et de pression de confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002).....	35
Figure 1.44 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol (Yochimi et al., 1989).....	36
Figure 1.45 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol (Della et al., 2011).....	36
Figure 1.46 : Influence du pré-chargement sur la résistance à la liquéfaction (Hyodo et al., 1991).....	37
Figure 1.47 : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure (Lade et Yamamuro., 1997).....	38
Figure 1.48 : Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (a)-(Troncoso., 1990) (b)-(Koester., 1994).....	38
Figure 1.49 : Effet de fines peu plastiques sur la résistance à la liquéfaction cyclique (Benghalia et al., 2014).....	39
Figure 1.50 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos.....	39
Figure 1.51 : Influence du coefficient de terre au repos ( $K_0$ ) sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock., 1971).....	40
Figure 1.52 : Influence de la structure sur la résistance cyclique du sol (Pecker., 1984).....	41
Figure 1.53 : Effet de conductivité hydraulique sur la résistance au cisaillement non-drainé (Belkhatir et al., 2012).....	42

## **CHAPITRE II**

Figure 2.1 : Appareil triaxial.....	44
-------------------------------------	----

Figure 2.2 : Courbes granulométriques des mélanges utilisés dans cette étude (a)- Sables ( $F_c=0\%$ ) (b)- Mélange sable-limon de Chlef (c)- Mélange sable moyen de Chlef-limon (d)- Mélange sable fin de Chlef-limon (e)- Mélange sable de Fontainebleau-limon (f) Mélange sable d'Hostun-limon.....50

Figure 2.3: Variation de l'indice des vides avec la teneur en fines des mélanges (a)- Mélange sable-limon de Chlef (b)- Mélange sable moyen de Chlef-limon (c)- Mélange sable fin de Chlef -limon (d)- Mélange sable de Fontainebleau-limon (e) Mélange sable d'Hostun-limon.....52

Figure 2.4 : Variation de l'indice des vides maximal avec l'indice des vides minimal des sables limoneux.....52

Figure 2.5 : Vérification de la procédure expérimentale (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p', q$ ).....53

Figure 2.6 : Détermination de la forme des grains des matériaux testés (a)- Sable de Chlef (b)- Limon de Chlef (c) –Sable de Fontainebleau (d) Sable d'Hostun.....54

### CHAPITRE III

Figure 3.1 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=0\%$ ,  $P'_c=100\text{kPa}$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p', q$ ).....60

Figure 3.2 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=10\%$ ,  $P'_c=100\text{kPa}$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p', q$ ).....61

Figure 3.3 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=20\%$ ,  $P'_c=100\text{kPa}$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p', q$ ).....62

Figure 3.4 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=30\%$ ,  $P'_c=100\text{kPa}$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p', q$ ).....63

Figure 3.5 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=40\%$ ,  $P'_c=100\text{kPa}$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p', q$ ).....64

Figure 3.6 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=0\%$ ,  $P'_c=100\text{kPa}$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p', q$ ).....67

Figure 3.7 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=10\%$ , $P'_c=100\text{kPa}$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	68
Figure 3.8 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=20\%$ , $P'_c=100\text{kPa}$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	69
Figure 3.9 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=30\%$ , $P'_c=100\text{kPa}$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	70
Figure 3.10 : Relation entre la forme des grains et la teneur des fines des mélanges sable-limon (a) Angularité combinée (b)- Sphéricité combinée.....	72
Figure 3.11 : Influence de la forme des grains sur la résistance maximale des mélanges sable-limon (a) – Angularité combinée (b) – Sphéricité combinée.....	73
Figure 3.12 : Diamètres efficace et moyen en fonction de teneur en fines des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen.....	77
Figure 3.13 : Diamètres efficace et moyen en fonction de teneur en fines des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen.....	77
Figure 3.14 : Coefficient d'uniformité en fonction de teneur en fines des mélanges sable-limon considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....	78
Figure 3.15 : Rapport des tailles des grains en fonction de teneur en fines des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Rapport du diamètre efficace (b) Rapport du diamètre moyen (c) Rapport du coefficient d'uniformité.....	80
Figure 3.16 : Rapport des tailles des grains en fonction de teneur en fines des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Rapport du diamètre efficace (b) Rapport du diamètre moyen (c) Rapport du coefficient d'uniformité.....	81
Figure 3.17 : Taille des grains en fonction de résistance maximale des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen.....	83
Figure 3.18 : Taille des grains en fonction de résistance maximale des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen.....	83
Figure 3.19 : Coefficient d'uniformité en fonction de résistance maximale des mélanges sable-limon considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....	85
Figure 3.20 : Résistance maximale non drainée en fonction du rapport du diamètre efficace considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....	87

Figure 3.21 : Résistance maximale non drainée en fonction du rapport du diamètre moyen considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....88

Figure 3.22: Résistance maximale non drainée en fonction du rapport du coefficient d'uniformité considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....88

## CHAPITRE IV

Figure 4.1 : Réponse non-drainée du sable de Chlef ( $F_c=0\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....94

Figure 4.2 : Réponse non-drainée du mélange sable de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=10\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....95

Figure 4.3 : Réponse non-drainée du mélange sable de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=30\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....96

Figure 4.4 : Réponse non-drainée du sable moyen de Chlef ( $F_c=0\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....98

Figure 4.5 : Réponse non-drainée du mélange sable moyen de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=10\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....99

Figure 4.6 : Réponse non-drainée du mélange sable moyen de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=30\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....100

Figure 4.7 : Réponse non-drainée du sable fin de Chlef ( $F_c=0\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....101

Figure 4.8 : Réponse non-drainée du mélange sable fin de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=10\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....102

Figure 4.9 : Réponse non-drainée du mélange sable fin de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=30\%$ ,  $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).....103

Figure 4.10 : Réponse non-drainée du sable de Fontainebleau ( $F_c=0\%$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	105
Figure 4.11 : Réponse non-drainée du mélange sable de Fontainebleau -limon de Chlef ( $F_c=10\%$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	106
Figure 4.12 : Réponse non-drainée du mélange sable de Fontainebleau -limon de Chlef ( $F_c=30\%$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	107
Figure 4.13 : Réponse non-drainée du sable d'Hostun ( $F_c=0\%$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	108
Figure 4.14 : Réponse non-drainée du mélange sable d'Hostun -limon de Chlef ( $F_c=10\%$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	109
Figure 4.15 : Réponse non-drainée du mélange sable d'Hostun -limon de Chlef ( $F_c=30\%$ , $D_r=52\%$ ) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	110
Figure 4.16 : Angles de frottement d'instabilité avec lignes d'instabilité des mélanges sable-limon considérant l'influence de la forme des grains (a) $F_c=0\%$ (b) $F_c=10\%$ (c) $F_c=20\%$ (d) $F_c=30\%$ .....	114
Figure 4.17 : Angles de frottement à l'état stable des mélanges sable-limon considérant l'influence de la forme des grains (a) $F_c=0\%$ (b) $F_c=10\%$ (c) $F_c=20\%$ (d) $F_c=30\%$ .....	115
Figure 4.18 : Angles de frottement d'instabilité avec lignes d'instabilité des mélanges sable-limon considérant l'influence de la taille des grains (a) $F_c=0\%$ (b) $F_c=10\%$ (c) $F_c=20\%$ (d) $F_c=30\%$ .....	116
Figure 4.19 : Angles de frottement à l'état stable des mélanges sable-limon considérant l'influence de la taille des grains (a) $F_c=0\%$ (b) $F_c=10\%$ (c) $F_c=20\%$ (d) $F_c=30\%$ .....	117
Figure 4.20 : Angles de frottement d'instabilité et à l'état stable en fonction de teneur en fines considérant l'influence de la forme des grains (a) Angle de frottement au zone d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable.....	119
Figure 4.21 : Angles de frottement d'instabilité et l'état stable en fonction de teneur en fines considérant l'influence de la taille des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) angle de frottement à l'état stable .....	120

Figure 4.22 : Angles de frottement en fonction des indices des vides global et intergranulaire considérant l'influence de la forme des grains (a, c) Angle de frottement d'instabilité (b, d) Angle de frottement à l'état stable.....	122
Figure 4.23 : Angles de frottement en fonction des indices des vides global et intergranulaire considérant l'influence de la taille des grains (a, c) Angle de frottement d'instabilité (b, d) Angle de frottement à l'état stable.....	124
Figure 4.24 : Angles de frottement en fonction de résistance maximale des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable.....	125
Figure 4.25 : Angles de frottement en fonction de pression interstitielle maximale des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable.....	127
Figure 4.26 : Angles de frottement en fonction de résistance maximale des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable.....	128
Figure 4.27 : Angles de frottement en fonction de pression interstitielle maximale des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable.....	130

## CHAPITRE V

Figure 5.1 : Réponse non-drainée du mélange sable de Chlef-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ , $P'_c=100$ kPa) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	135
Figure 5.2 : Réponse non-drainée du mélange sable moyen de Chlef-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ , $P'_c=100$ kPa) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	136
Figure 5.3 : Réponse non-drainée du mélange sable fin de Chlef-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ , $P'_c=100$ kPa) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	138
Figure 5.4 : Réponse non-drainée du mélange sable de Fontainebleau-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ , $P'_c=100$ kPa) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	139

Figure 5.5 : Réponse non-drainée du mélange sable d'Hostun-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ , $P'_c=100$ kPa) (a) : Evolution de déviateur de contrainte (b) : Evolution de pression interstitielle (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , $q$ ).....	141
Figure 5.6 : Arrangement des grains de sable propre et sable avec les fines (Rahman et al., 2009)...	143
Figure 5.7 : Définition d'indice des vides intergranulaire et interfine (Thevanayagam et al., 1998)..	143
Figure 5.8 : Arrangement des grains de mélange sable –limon (Rahman et al., 2009).....	144
Figure 5.9 : Relation entre le facteur (b) et rapport du diamètre des grains.....	147
Figure 5.10 : Variation du facteur (b) avec la teneur en fines normalisée.....	148
Figure 5.11 : Teneur en fines au seuil en fonction du rapport du diamètre des grains.....	149
Figure 5.12 : Indice des vides global en fonction de teneur en fines peu plastiques (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....	150
Figure 5.13 : Indice des vides intergranulaire en fonction de teneur en fines (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....	152
Figure 5.14 : Indice des vides équivalent en fonction de pression moyenne effective des mélanges sable-limon (a) Sable de Chlef (b) Sable moyen de Chlef (c) Sable fin de Chlef (d) Sable de Fontainebleau (e) Sable d'Hostun.....	153
Figure 5.15 : Indice des vides global en fonction de résistance au cisaillement maximale des mélanges sable-limon (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....	154
Figure 5.16 : Indice des vides intergranulaire en fonction de résistance au cisaillement maximale des mélanges sable-limon (a) Forme des grains (b) Taille des grains.....	156
Figure 5.17 : Indice des vides équivalent en fonction de résistance au cisaillement maximale des mélanges sable-limon (a) Sable de Chlef (b) Sable moyen de Chlef (c) Sable fin de Chlef (d) Sable de Fontainebleau (e) Sable fin d'Hostun.....	158
Figure 5.18 : Définition du paramètre d'état équivalent des mélanges sable de Chlef-limon ( $F_c=10\%$ ).....	158
Figure 5.19 : Résistance au cisaillement maximale non drainée en fonction du paramètre d'état équivalent des mélanges sable-limon (a) Sable de Chlef (b) Sable moyen de Chlef (c) Sable fin de Chlef (d) Sable de Fontainebleau (e) Sable d'Hostun.....	160

## Résumé en Arabe

ظهور ظاهرة التميع خلال حدوث الزلازل يشكل احد العوامل و التحديات الهامة في مجال الجيوتقني وهندسة الزلازل, لان تقييم مخاطر التميع في موقع معين واثارها المحتملة على الهياكل يعد تحديا اقتصاديا واجتماعيا كبيرا. ان هذه الدراسة التجريبية تهدف الى تنمية الفهم الأساسي للسلوكيات الميكانيكية لعينات من الرمل المحضر في المختبر و الممزوج مع مختلف نسب الدقائق الرملية, نسب الفراغ , خصائص و حجم الجسيمات الرملية واثارها على مقاومة ظاهرة التميع تحت تأثير مختلف الاحمال, و ذلك عن طريق استخدام نسبة الكثافة الرملية و مختلف نسب الفراغ المتداولة في مجال الجيو تقني . لابد من اعطاء اهتمام خاص بمختلف الخصائص المؤثرة على ظاهرة التميع لهذه العينات الرملية ولذلك فان الهدف الرئيسي من هذه الدراسة المخبرية هو اعادة توزيع حجم الحبيبات طبيعيا مثل الرواسب الغرينية, استصلاح الأراضي , السدود و غير ذلك . . . ووضع استراتيجيات التصميم من اجل الحد من الاضرار الناجمة عن ظهور ظاهرة التميع عند حدوث الزلازل ومن ثم التقليل من الخسائر المادية والبشرية.

الكلمات المفتاحية التميع . حبيبات الرمل . نسب الفراغ . الخصائص الميكانيكية.

## Résumé

L'apparition du phénomène de liquéfaction lors des séismes constitue un domaine de préoccupation important en géotechnique et en génie parasismique, car l'évaluation du risque de liquéfaction dans un site donné et ses conséquences éventuelles sur les structures représentent un enjeu économique et social majeur. La présente étude expérimentale vise à développer une compréhension fondamentale du comportement mécanique des échantillons de sables limoneux reconstitués en laboratoire avec différentes formes et tailles des particules, teneurs en fines, indice des vides, caractéristiques granulométriques et leurs effets sur la résistance à la liquéfaction sous chargement monotone en utilisant l'approche de la densité relative initiale. Une attention particulière sera portée sur l'étude de l'influence de la forme et la taille des grains sur le comportement mécanique en condition non drainée (potentiel de liquéfaction et post-liquéfaction) des mélanges de sable-limon. Le but de cette étude en laboratoire est de reconstituer une distribution de taille de grains naturels tels que les dépôts alluviaux, remblais hydrauliques, barrages et off-shore dépôts, en introduisant les différentes formes de particules qui contribuent d'une manière efficace dans l'amélioration de la résistance au cisaillement de ces sols contre les dégâts catastrophiques et d'élaborer des stratégies de conception pour limiter les dommages occasionnés par la liquéfaction des sols lors des tremblements de terre et par conséquent minimiser les pertes matérielles et humaines.

**Mots clés** : liquéfaction, sable limoneux, forme des grains, taille des particules, caractéristiques mécaniques

## **Abstract**

The appearance of the liquefaction phenomenon during earthquakes constitutes a major concern in the geotechnical earthquake engineering field because liquefaction risk assessment in a given site and its possible consequences on the structures represent an important economical fact and social challenge. This experimental study aims to develop a fundamental understanding of the mechanical behavior of samples of silty sands reconstituted in the laboratory with different shapes and particle sizes, fines content, void ratio, particle size characteristics and their effects on the liquefaction resistance under monotonic loading using the approach of the initial relative density. Particular attention will be reserved to the study of the influence of the shape and the grain size on the mechanical behavior in undrained conditions (liquefaction potential and post-liquefaction) of sand-silt mixtures. The purpose of this laboratory study is to reconstitute a natural grain size distribution such as alluvial deposits, hydraulic embankment, dams and offshore deposits, by introducing various forms of particles that contribute effectively to improve the shear strength of these soils and develop design strategies to limit the damages caused by soil liquefaction during earthquakes and therefore minimize human and material losses.

**Key words:** liquefaction, silty sand, particle shape, particle size, mechanical characteristics

## Abréviations

<b>a, c</b>	Coefficient d'équation
<b>b</b>	Facteur qui représente les fines participants au force intergranulaire entre les grains
<b>B</b>	Coefficient de Skempton
<b>C<sub>u</sub></b>	Coefficient d'uniformité
<b>C<sub>c</sub></b>	Coefficient de courbure
<b>CSL</b>	Ligne d'état critique (Critical State Line)
<b>C<sub>UR</sub></b>	$C_{usand}/C_{umixture}$ = Rapport du coefficient d'uniformité
<b>D (mm)</b>	Diamètre d'échantillon
<b>D<sub>max</sub> (mm)</b>	Diamètre maximal
<b>D<sub>10</sub> (mm)</b>	Diamètre efficace
<b>D<sub>10R</sub></b>	$D_{10sand}/D_{10mixture}$ = Rapport du diamètre efficace
<b>D<sub>30</sub>, D<sub>60</sub> (mm)</b>	Diamètres aux 30% et 60% de grains passants
<b>D<sub>50</sub> (mm)</b>	Diamètre moyen
<b>D<sub>50R</sub></b>	$D_{50sand}/D_{50mixture}$ = Rapport du diamètre moyen
<b>D<sub>r</sub> (%)</b>	Densité relative initiale
<b>e</b>	Indice des vides global
<b>e<sub>max</sub></b>	Indice des vides maximal
<b>e<sub>min</sub></b>	Indice des vides minimal
<b>e<sub>g</sub></b>	Indice des vides intergranulaire
<b>e<sub>f</sub></b>	Indice des vides interfine
<b>e*</b>	Indice des vides équivalent
<b>EG-SSL</b>	Etat stable équivalent
<b>e<sub>ss</sub></b>	Indice des vides à l'état stable

<b><math>e^*_{ss}</math></b>	Indice des vides equivalent à l'état stable
<b><math>F_c</math> (%)</b>	Teneur en fines
<b><math>f_{cthre}</math> ou TFC</b>	Teneur en fines au seuil
<b><math>F_c/f_{cthre}</math></b>	Teneur en fines normalisée
<b><math>G_s</math></b>	Poids volumique des grains solide
<b><math>G_f</math></b>	Poids volumique des fines
<b>H (mm)</b>	Hauteur d'échantillon
<b>H/D</b>	Rapport de hauteur sur diamètre d'échantillon
<b><math>I_p</math> (%)</b>	Indice de plasticité
<b><math>K_0</math></b>	Coefficient de terre au repos
<b><math>m_s</math> (g)</b>	Masse d'échantillon
<b>ML</b>	Fines peu plastiques
<b><math>P'_c</math> (kPa)</b>	Pression de confinement initiale
<b><math>P'</math> (kPa)</b>	Pression moyenne effective
<b><math>P'_{ss}</math> (kPa)</b>	Pression moyenne effective à l'état stable
<b><math>q</math> (kPa)</b>	Déviateur de contrainte
<b><math>q_{max}</math> (kPa)</b>	Résistance au cisaillement maximale non drainée
<b><math>R^2</math></b>	Coefficient de corrélation
<b>R</b>	Angularité (Roundness)
<b><math>R_{com}</math></b>	Angularité combinée
<b><math>r_i</math> (<math>\mu\text{m}</math>)</b>	Diamètre moyen du cercle inscrit dans chaque coin des grains
<b><math>r_{min-circ}</math> (<math>\mu\text{m}</math>)</b>	Diamètre minimum d'une sphère entourant la particule de sol
<b><math>r_{max-insc}</math> (<math>\mu\text{m}</math>)</b>	Diamètre maximum d'un cercle
<b>S</b>	Sphéricité (Sphericity)
<b><math>S_{com}</math></b>	Sphéricité combinée
<b>SP</b>	Sable mal gradué

<b>USCS</b>	Unified Soil Classification System
<b><math>u_{\max}</math> (kPa)</b>	Pression interstitielle maximale
<b><math>V_t</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	Volume d'échantillon
<b><math>W_L</math> (%)</b>	Limite de liquidité
<b><math>W_p</math> (%)</b>	Limite de plasticité
<b><math>x</math></b>	Rapport de diamètre des grains
<b><math>\epsilon_a</math> (%)</b>	Déformation axiale
<b><math>\psi</math></b>	Paramètre d'état
<b><math>\psi^*</math></b>	Paramètre d'état équivalent
<b><math>\Phi_{\text{ins}}</math> (°)</b>	Angle de frottement d'instabilité
<b><math>\Phi_{\text{ss}}</math> (°)</b>	Angle de frottement à l'état stable
<b><math>\sigma'_h</math> (kPa)</b>	Contrainte effective horizontale
<b><math>\sigma'_v</math> (kPa)</b>	Contrainte effective verticale

## 1. Introduction générale

L'étude expérimentale des sols en laboratoire ou in-situ permet la connaissance des caractéristiques des matériaux ainsi que leur comportement vis-à-vis des sollicitations que l'on rencontre sur le terrain. L'un des thèmes qui intéresse ces recherches est le phénomène de la "liquéfaction" des sables ou sables limoneux. L'intérêt et l'impact de ce phénomène se mesurent à travers les dommages, matériels ou humains, enregistrés au cours des années précédentes.

L'ampleur des dégâts enregistrés ont poussé les professionnels à établir en premier lieu une base des données expérimentales comprenant toutes les caractéristiques mécaniques et physiques des sols qui rentrent en interaction avec les ouvrages. Le phénomène de la liquéfaction se produit sur un matériau saturé dans des conditions non drainées. Dans cet état, l'application d'une sollicitation au matériau génère des surpressions interstitielles qui tendent à annuler la pression effective de confinement. La liquéfaction des sables se manifeste généralement dans des couches de faible profondeur.

De nombreuses études expérimentales ont été effectuées sur les sols en conditions non drainés en raison des limitations des enquêtes sur le terrain telles que instrumentations et de l'incertitude associée à l'apparition du tremblement de terre. Cependant, ces études de laboratoire ont été d'abord portées sur le chargement cyclique non drainé comme on a cru que la liquéfaction se produit principalement en raison de chargement sismique. Mais plus tôt, il était clair que la liquéfaction peut également être produite en raison d'un chargement statique.

Une compréhension claire sur la liquéfaction du sable propre était réalisée au cours des dernières décennies. Mais, la compréhension du mélange du sable avec les fines n'est pas claire, bien que les mélanges du sable avec le limon soient communs. Probablement des difficultés expérimentales associées sur le comportement du sable limoneux sont la raison principale de moins des nombres des expérimentations et de compréhension des mélanges sable-limon. Le développement des dispositifs expérimentaux aux cours des décennies permettent de mener des enquêtes sur ce domaine difficile. Dans la littérature, plusieurs facteurs peuvent gouverner la rupture des grands massifs et participent à la liquéfaction des sols sableux ou bien sable limoneux : la densité, le mode et la vitesse de sollicitation, la composition et l'arrangement granulaire etc....

Parmi les paramètres qui mènent à la susceptibilité à la liquéfaction des sols : la forme et la taille des grains qui sont parmi les sujets d'actualité qui prend une grande importance dans l'étude de ce phénomène et dans les projets d'aménagement des territoires et de construction. Pour cette raison-là, on propose d'étudier l'influence de la forme et la taille des grains sur la résistance à la liquéfaction des sables et sables limoneux. On va également analyser l'influence de certains facteurs sur le comportement non drainé (teneur en fines, confinement, les différents indices des vides...) vis-à-vis de la forme et taille des grains de sols.

Le travail est présenté en cinq chapitres :

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement non drainé des sols. On donne un aperçu sur l'étude de la forme et taille des grains dans la littérature vis-à-vis leur influence sur le comportement des sols. On présente l'effet des différents paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme la granulométrie, la méthode de préparation des échantillons, la présence des fines, l'indice des vides global, l'indice des vides intergranulaire, l'indice des vides équivalent, la saturation, le confinement et la surconsolidation etc...

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du dispositif utilisé dans cette étude expérimentale suivie par une description de l'appareillage et du mode opératoire utilisé pour la préparation des matériaux utilisés dans cette étude.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des essais triaxiaux monotones non drainés. Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais réalisés et on discute de l'influence de la forme et taille des grains sur le comportement non drainé des sables limoneux. Nous mettons en évidence le rôle des caractéristiques morphologiques et granulométriques sur la réponse non drainée de sable limoneux vis-à-vis l'effet de la forme et taille des grains.

Le quatrième chapitre est consacré aux essais triaxiaux monotones non drainés sur les mélanges sable-limon. On s'intéresse essentiellement à l'influence de la forme et taille des grains sur l'instabilité des mélanges sable-limon.

Et enfin, le dernier chapitre est consacré à la présentation de deux paramètres essentielles tels que la fraction des fines peu plastiques et les indices des vides « indice des vides global, indice des vides intergranulaire», en ajoutant aussi deux concepts essentiels dans l'étude du comportement non drainé de sable limoneux tels que : indice des vides équivalent et le paramètre d'état équivalent en vue de l'influence de la forme et taille des grains de sol.

# CHAPITRE 1

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

---

Avant d'aborder la présentation de notre travail, nous donnons un récapitulatif de l'essentiel des études présentées dans la littérature au sujet de la liquéfaction des sables limoneux. Nous commençons ce chapitre par une explication du phénomène de la liquéfaction des sables et sables limoneux, puis un aperçu sur le comportement mécanique non drainé de ces sols. Nous abordons par la suite les paramètres influençant sur la susceptibilité à la liquéfaction. Au cours de cet aperçu bibliographique, nous illustrons les concepts majeurs communément admis dans la littérature et les mécanismes liés à la liquéfaction des sables et sables limoneux.

---

## **1. Phénomène de la liquéfaction des sols**

### **1.1 Généralités**

Le phénomène de liquéfaction des sols est abordé pour la première fois en 1819 par James MacMurdo suite à un tremblement de terre ayant frappé la région située entre Karachi et Bombay, dans le Nord-Ouest de l'Inde. A cette époque, MacMurdo est le représentant de la couronne anglaise dans cette région et il décrit (sans utiliser le terme de liquéfaction) des phénomènes d'eau et de sable éjectés du sol ainsi que des mouvements lents d'affaissement qui sont aujourd'hui assimilés au phénomène (Seed et Idriss., 1982). MacMurdo a comparé également les dommages engendrés aux structures fondées sur différents types de sols, soulignant l'influence locale de ceux-ci sur les effets des tremblements de terre (Seed et Idriss., 1982).

Hazen (1918) a été le premier chercheur d'utiliser le terme « liquéfaction » pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en Californie. Il a expliqué la rupture de ce barrage comme étant un matériau granulaire soumis à un chargement totalement saturé ; on peut distinguer deux cas de chargement :

-Un cas normal où le chargement est transmis entre les grains à la limite de chacun, il n'y a donc pas d'évolution de pression interstitielle, ce cas revient à un cas de sol non saturé.

-L'autre cas dans lequel le chargement (ou une partie du chargement) est transmis par le liquide, donc la pression interstitielle augmente et la résistance du matériau diminue. Le terme « liquéfaction » a également été utilisé par (Mogami et Kubo., 1953) à la 3<sup>ème</sup> conférence sur la mécanique des sols et des travaux de fondations à Zurich évoqué par (Kramer., 1996).

Malgré ces quelques descriptions du phénomène, l'intérêt scientifique sur la question n'apparaît qu'en 1964 suite à deux tremblements de terre majeurs, à Anchorage (Etats-Unis) et Niigata (Japon), ayant causés des dommages importants à des nombreuses structures qui ont été liées, entre autre, au phénomène de liquéfaction des sols. Les préoccupations concernant la sécurité d'ouvrages à hauts risques tels que les barrages et les centrales nucléaires, ont conduit à la réalisation de nombreuses recherches afin de développer une meilleure compréhension ainsi que des outils de prédiction du phénomène. Ce thème représente toujours l'un des sujets les plus importants, intéressants, complexes et controversés dans la géotechnique sismique (Kramer., 1996).

## 1.2 Définition de la liquéfaction

Hazen (1920) a expliqué le phénomène de liquéfaction par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau présente dans les pores est mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces intergranulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale en accord avec l'expression suivante (initialement proposée par Terzaghi) :  $\sigma' = \sigma - u_w$

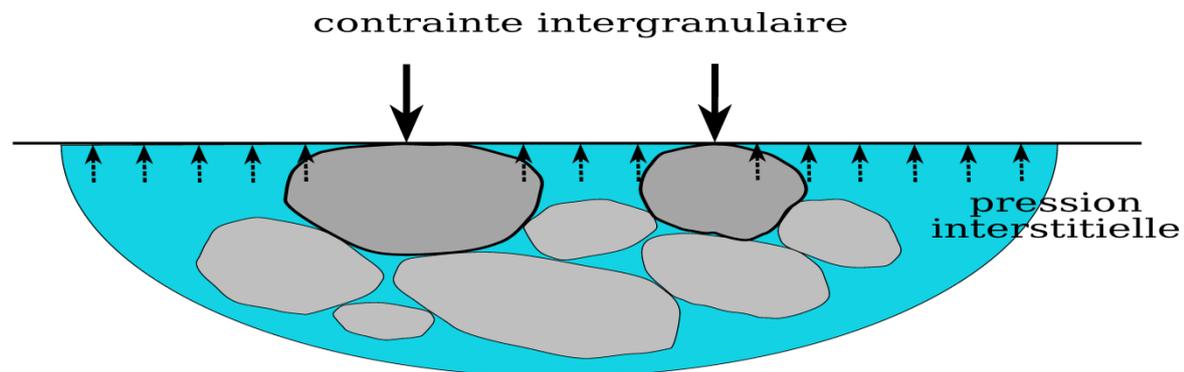
Où :

$\sigma'$  = contrainte intergranulaire ou effective [kPa]

$\sigma$  = contrainte totale [kPa]

$u_w$  = pression interstitielle [kPa]

Donc, La disparition des forces de contacts intergranulaires entre les particules est engendrée par l'annulation de la contrainte moyenne effective, qui est la différence entre la contrainte moyenne totale et la pression interstitielle, contrôlant les effets mécaniques dus à une modification de l'état de contrainte auquel est soumis un élément de sol (Figure 1.1).



**Figure 1.1** : Principe des contraintes effectives dans un sol saturé.

La liquéfaction a lieu lorsque les contraintes effectives deviennent nulles (ou très faibles), engendrant des déformations importantes suite à des contraintes de cisaillement appliquées supérieures à la résistance du sol. Le sol se comporte alors comme un fluide ayant la densité du sol saturé. Cette définition relativement simple ne laisse cependant pas entrevoir toute la complexité du phénomène. (Casagrande., 1975) et (Castro et Poulos., 1977) ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. La liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives. Selon (Poulos et al., 1985), ce phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques. La liquéfaction, telle qu'elle a été rapportée par (Castro., 1969), est un phénomène observable dans les sables

lâches. Elle est caractérisée par une augmentation rapide de surpression interstitielle, suivie d'une perte soudaine de la résistance au cisaillement. Cette résistance se stabilise progressivement à l'approche de l'état stable (Castro., 1969 ; Poulos., 1981), où de grandes déformations apparaissent et où la résistance atteint sa valeur résiduelle. A cause des conséquences catastrophiques des ruptures par liquéfaction, leur analyse est d'une grande importance pour les ingénieurs et les chercheurs.

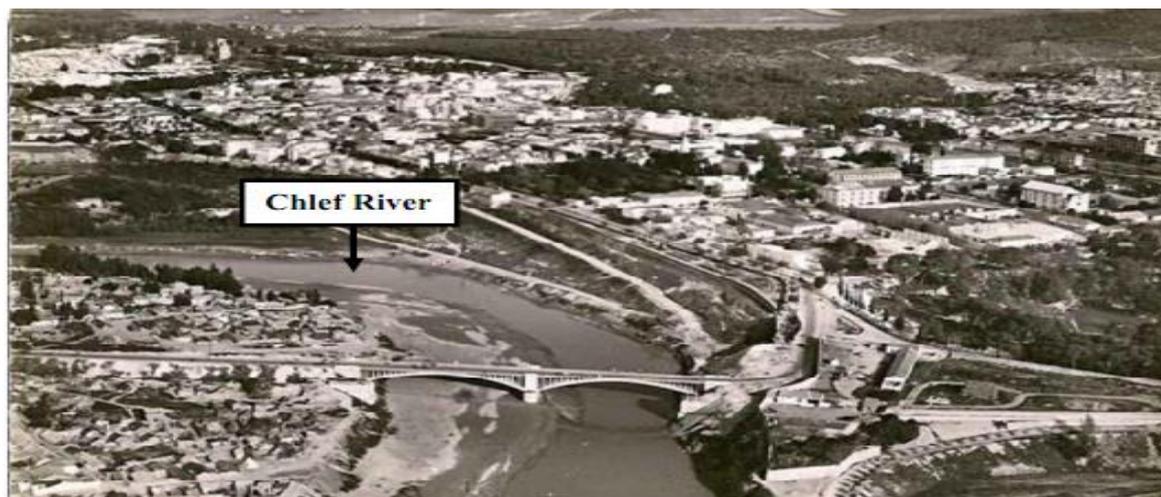
La liquéfaction des sols nécessite des conditions suivantes : sable lâche, peu perméable, saturé et sollicitations monotones et cycliques.

Cependant, beaucoup des questions sont encore sans réponses concernant le comportement du sol sous chargement de cisaillement en conditions non drainées. La bonne compréhension de ce phénomène, ainsi que la détermination des facteurs influençant son apparition, est donc d'une grande importance pour l'analyse de la stabilité des dépôts de sol.

### **1.3 Cas historiques de rupture par liquéfaction**

L'histoire donne une dizaine d'exemples des catastrophes où la liquéfaction est considérée comme étant la cause principale ou partielle (Johansson., 2000 ; Levret et Poursoulis., 2003 ; Chapeau et Durville., 2005) (Figures 1.2 à 1.4) :

- ✓ Rupture en 1918 du barrage de Calveras en Californie, en 1938 du barrage Fort Peck à Montana, et en 1971 du barrage Lower San Fernando en Californie ;
- ✓ Glissement spectaculaire est produit au cours de séisme de haute magnitude provoqué en Alaska en 1964 ;
- ✓ Glissement de l'aéroport de Nice en 1979 ;
- ✓ Liquéfaction spectaculaire occasionnée par le séisme de Kobé au Japon en 1995 ;
- ✓ Liquéfaction du sol lors du séisme d'El-Asnam, Algérie, 1980 ;
- ✓ Liquéfaction due au séisme en Turquie en 1999 ;
- ✓ Liquéfaction due au séisme de Washington, 2001 ;
- ✓ Liquéfaction due au séisme de Lausitzer en Allemagne, 2013.



**Figure 1.2** : Localisation d'Oued Chlef, Algérie, (1980).



**Figure 1.3** : Phénomène de liquéfaction induit par le séisme de Washington, USA, (2001).



**Figure 1.4** : Apparition de liquéfaction au cours de séisme de Lausitzer, Allemagne, (2013).

## **1.4 Comportement des sols sous chargement monotone ou cyclique**

La description du comportement mécanique sous la forme d'une relation entre les charges (contraintes, pressions) et la déformation du sol s'appuie donc nécessairement sur des essais dans lesquels les contraintes et la pression capillaire peuvent être contrôlées. Ces essais sont généralement réalisés sur des appareils dérivés de ceux classiquement utilisés en laboratoire (oedomètre, appareil triaxial, boîte de cisaillement) auxquelles ont été ajoutées des techniques de contrôle de la pression capillaire.

### **1.4.1 Notion du comportement non drainé**

Le comportement non drainé signifie que l'eau interstitielle est retenue dans le matériau lors de l'application des chargements monotones et cycliques, indiquant que le matériau se déforme sous une variation de volume nulle et par conséquent la pression interstitielle de l'eau s'augmente induisant une diminution des contraintes effectives des sols.

### **1.4.2 Comportement des sols sous chargement monotone en condition non drainée**

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume reste constant mais on constate une variation de pression interstitielle, ou en remarquant une phase de contractance et une phase de dilatance. Donc la phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle, par rapport à la phase de dilatance qui va se manifester par une diminution de pression interstitielle.

#### **1.4.2.1 La liquéfaction statique**

Au cours du comportement sous sollicitation monotone, on constate un phénomène dit : la liquéfaction statique. Il existe dans la littérature certaines définitions sur la liquéfaction statique telles que :

- 1-Phénomène de perte de résistance au cisaillement suite une augmentation des pressions interstitielles produit par une sollicitation monotone et observée notamment dans les sables lâches saturés ;
- 2-Perte totale de la résistance causée par une génération importante des pressions qui annulent la contrainte effective initiale : taux de Liquéfaction :  $\mu/\sigma'_0 = 100\%$  ;
- 3-Etat caractérisé par un écoulement permanent après la perte de résistance ;
- 4-Etat qui génère une double amplitude cyclique de déformation de cisaillement supérieur à 5%.

Ce phénomène a provoqué plusieurs glissements de terrain comme :

- le glissement de l'aéroport de Nice (octobre 1977) (Seed et al., 1988) ;

- le glissement d'un massif de sable destiné à recevoir des plates-formes dans la mer canadienne de Beaufort (1982/1983) (Sladen et al., 1985 et 1987 ; Been et al., 1987 ; Konrad, 1991 et Lade., 1993).

(Castro., 1969) a réalisé des travaux qui font encore aujourd'hui référence dans l'étude de phénomène de liquéfaction statique. Il a distingué trois domaines de déformation du matériau qui sont présentés sur (Figure 1.5) :

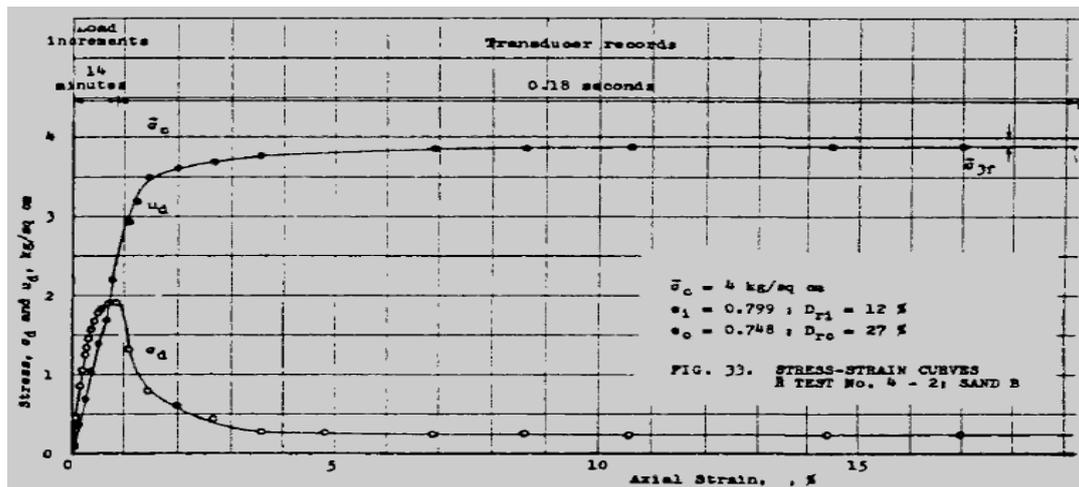


Figure 1.5 : Résultat typique de liquéfaction sur sable lâche (Castro, 1969)

1. Faibles déformations ( $\epsilon_a < 1\%$ ) : il a observé qu'il y a une augmentation rapide du déviateur jusqu'à un pic de résistance ( $\epsilon_a = 1\%$ ) qui correspond, dans le plan ( $u, \epsilon_a$ ) à un taux important de génération de surpression interstitielle ;
2. Moyennes déformations ( $1\% < \epsilon_a < 5\%$ ) : il a noté une chute importante de la résistance au cisaillement (radoucissement) qui correspond, dans le plan ( $u, \epsilon_a$ ). À une diminution du taux de génération de surpression interstitielle ;
3. Grandes déformations ( $\epsilon_a > 5\%$ ) : il a constaté que le sable atteint un état résiduel stable en contrainte qui correspond, dans le plan ( $u, \epsilon_a$ ) à une stabilisation de la génération de surpression interstitielle à un niveau élevé (proche de la pression de consolidation).

Néanmoins, les travaux de (Canou., 1994) sur les sables lâches montrent que l'on peut observer une perte totale de résistance au cisaillement (Figure 1.6) lorsque la valeur de la surpression interstitielle atteint celle de la contrainte de consolidation. Il a remarqué que la résistance au cisaillement augmente jusqu'à un pic de déviateur d'environ 80 kPa à approximativement à  $\epsilon_a = 1\%$ , et elle se stabilise à une valeur d'environ 10 kPa.

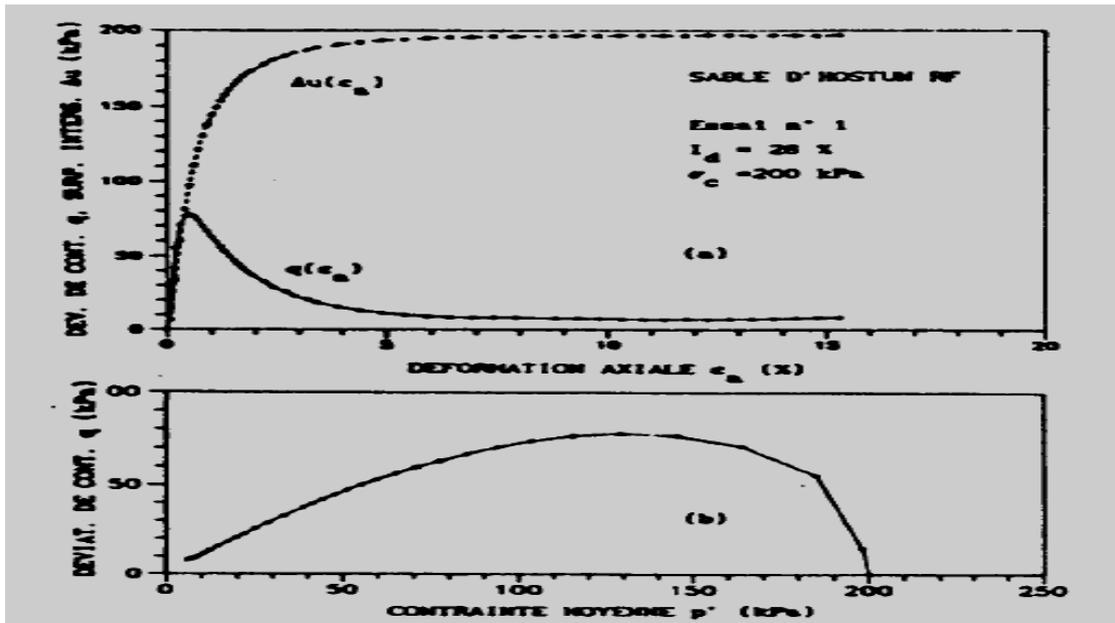


Figure 1.6 : Résultat typique de liquéfaction statique d'un sable lâche (Canou., 1994).

### 1.4.3 Comportement des sols sous chargement cyclique en condition non drainée

Sous l'effet d'un chargement cyclique, les grains d'un sable saturé tendent à se réarranger de façon à ce que le volume de l'assemblage diminue. Mais, si on ne permet pas à la pression interstitielle de s'échapper (dissiper), il se produit une diminution des contraintes ou la pression interstitielle  $u$  augmente d'un incrément après chaque cycle. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la pression de confinement ( $u = \sigma_2 = \sigma_3$ ), les contraintes effectives  $\sigma_2 - u$  et  $\sigma_3 - u$  s'annulent. Le sable n'a alors plus aucune résistance et se déforme indéfiniment dans la direction de  $\sigma_1$  : il se liquéfie (Figure 1.7).

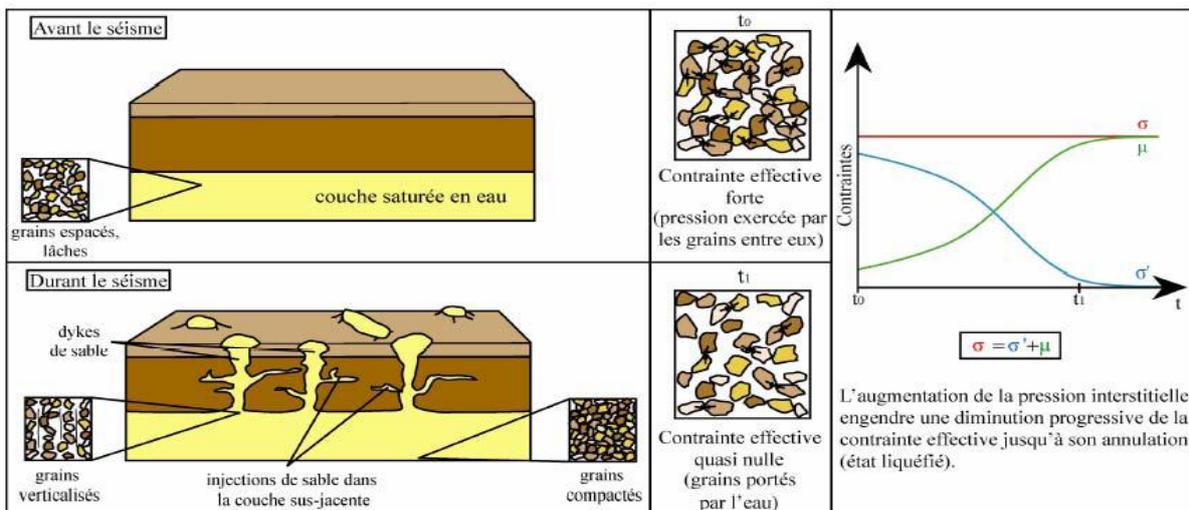
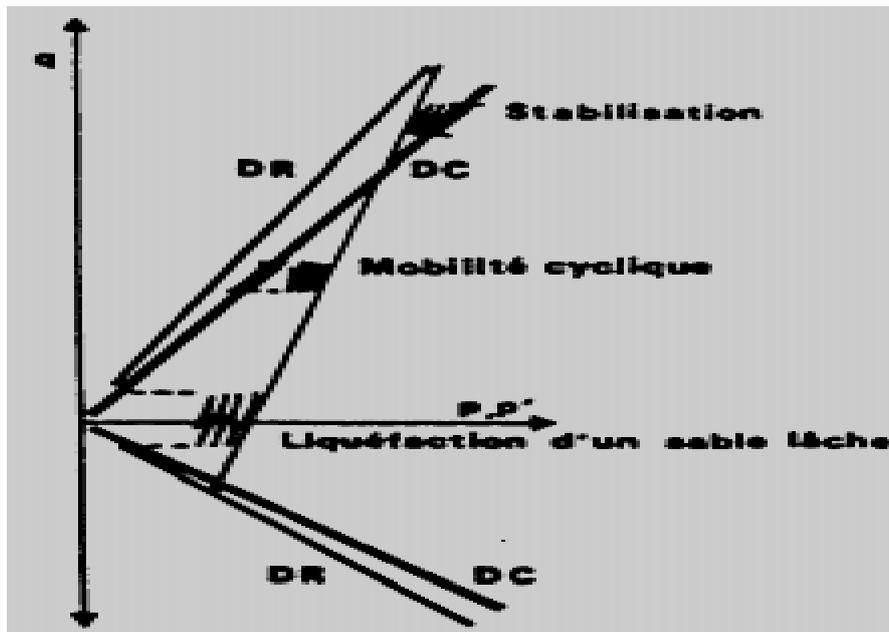


Figure 1.7 : Phénomène de liquéfaction des sols (Ishihara., 1985).

Ce phénomène a été étudié par de nombreux auteurs (Tatsuoka et Ishihara., 1974 ; Ishihara et al., 1975 ; Luong., 1980). A ce moment-là, on constate dans le domaine subcaractéristique (Figure 1.8), une amplitude faible pour les contraintes déviatoriques, on a une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle. Cette augmentation engendre une diminution de contrainte moyenne effective  $\sigma' = \sigma - \mu$ . Par contre, dans le domaine surcaractéristique (stabilisation, Figure 1.8), en remarquant après chaque cycle une diminution de la pression interstitielle qui conduit à un accroissement de la contrainte moyenne effective  $\sigma'$ .



**Figure 1.8 :** Comportement cyclique du sable en condition non drainée (Luong., 1980).

#### 1.4.4 La liquéfaction vraie

(Castro., 1969) a montré qu'un sable lâche, soumis à un chargement cyclique en condition non drainée, développe un phénomène, semblable à la liquéfaction statique, nommé liquéfaction vraie. La Figure (1.9) montre un essai typique de liquéfaction vraie obtenu par (Castro., 1969). L'augmentation progressive de la pression interstitielle rend compte du caractère contractant des sables lâches. Après un certain nombre de cycles, la pression interstitielle tend rapidement vers une valeur proche de celle de la contrainte effective moyenne initiale et la résistance au cisaillement chute rapidement jusqu'à une valeur résiduelle qui reste constante par la suite.

Dans le diagramme ( $p'$ ,  $q$ ), on observe le cheminement vers la gauche du chemin de contraintes effectives. Il est important de noter que les cycles ont une tendance

à se desserrer (cycles 1 à 5), puis à se resserrer (cycles 6 à 9) jusqu'au cycle critique (9). D'autre part, le phénomène de liquéfaction cyclique, lors du dernier cycle de chargement cyclique (cycle critique), est similaire à celui que l'on observe lors d'un essai de liquéfaction statique.

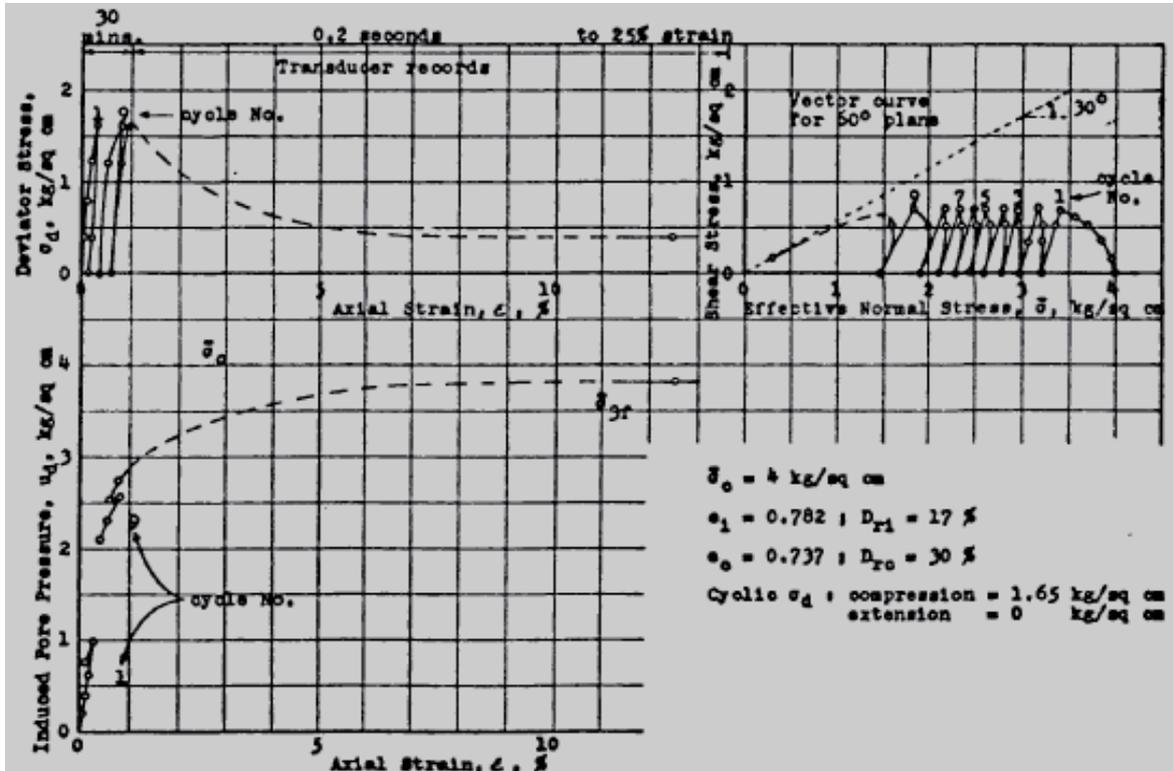
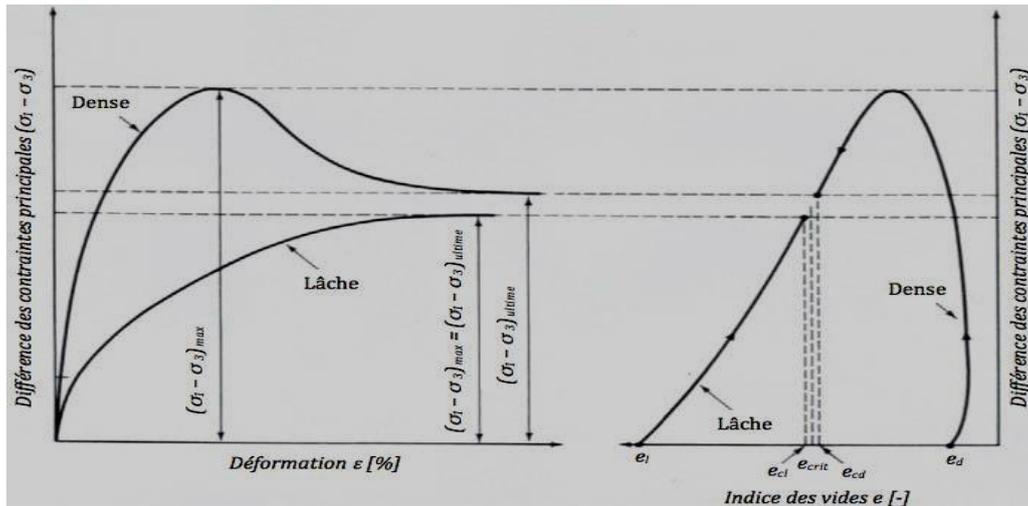


Figure 1.9 : Essai typique de liquéfaction vraie (Castro., 1969).

## 1.5. Principaux concepts rhéologiques des sols

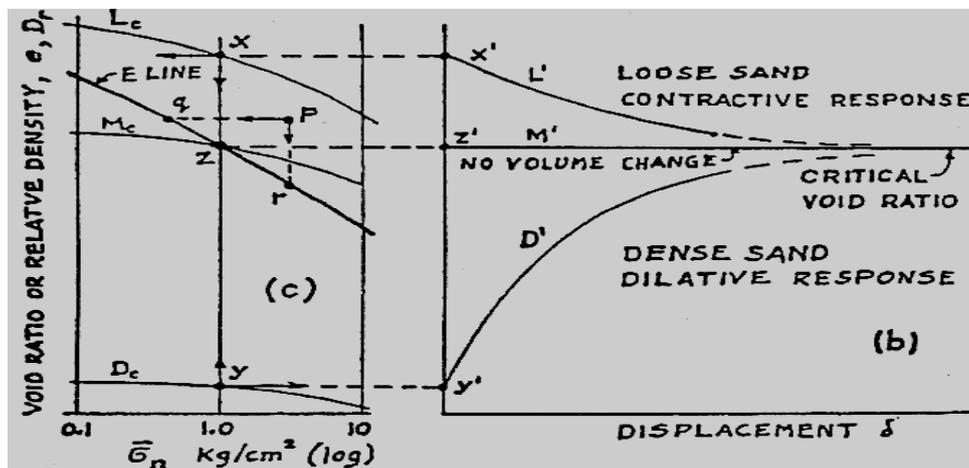
### 1.5.1 Etat critique

La Figure (1.10) présente le résultat de l'étude d'un sol pulvérulent, sous une même contrainte de confinement mais avec deux niveaux d'indices de densité relative ( $I_D$  ou  $D_r$ ) différents. Les échantillons ont été soumis à un chargement sous une cellule triaxiale conventionnelle en déplacement contrôlé. A la lumière du comportement des sols lâches ( $I_D$  faible) et denses ( $I_D$  élevé) représenté sur la (Figure 1.10), nous constatons que les indices des vides convergent vers une valeur commune lorsque la déformation augmente. L'indice des vides critique  $e_{cr}$  correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée.



**Figure 1.10 :** Comportement contrainte-déformation durant des essais triaxiaux sur des échantillons lâches et denses d'un sable typique (Holtz et Kovacks., 1991).

Casagrande a constaté en plus que l'indice des vides critique est fonction de la pression normale  $\sigma_n$ , et il a représenté l'ensemble de ces points dans le plan  $(e-\sigma_n)$  par la ligne de l'indice des vides critique notée "E". Cette ligne délimite les états initiaux pour lesquels le sol est dilatant ou contractant. Donc, cette droite constitue une frontière entre les états pour lesquels un échantillon de sol est susceptible ou non de se liquéfier ; un sol saturé dont l'état initial  $(e-\sigma_n)$  en-dessus de cette ligne est apte à la liquéfaction, alors qu'un sol dont l'état initial en dessous est quasiment résistant au phénomène de liquéfaction (Figure 1.11).



**Figure 1.11 :** Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement direct (Casagrande., 1936)

### 1.5.2 Etat permanent de déformation

L'état stable de déformation a été introduit par (Castro., 1969) dans le cadre de l'étude de la liquéfaction. À partir des résultats d'une série des essais triaxiaux non drainés, effectués sur des échantillons de sables de différents indices des vides puis consolidés de manière isotrope ou anisotrope et cisailés à une contrainte contrôlée, (Castro., 1969) a mis en

évidence des diminutions importantes de la résistance au cisaillement non drainée dans les sables lâches (à indice des vides élevé), suivies d'un état résiduel où l'échantillon continue à se déformer sous contraintes constantes. Cet état résiduel représente l'état stable (Figure 1.12). (Poulos., 1981) a décrit ce concept comme étant l'état dans lequel une masse de matériau se déforme continuellement en conservant un volume ; un état de contrainte et une vitesse de déformation constants. Cet état est atteint lorsque l'orientation des particules offre une structure partiellement stable.

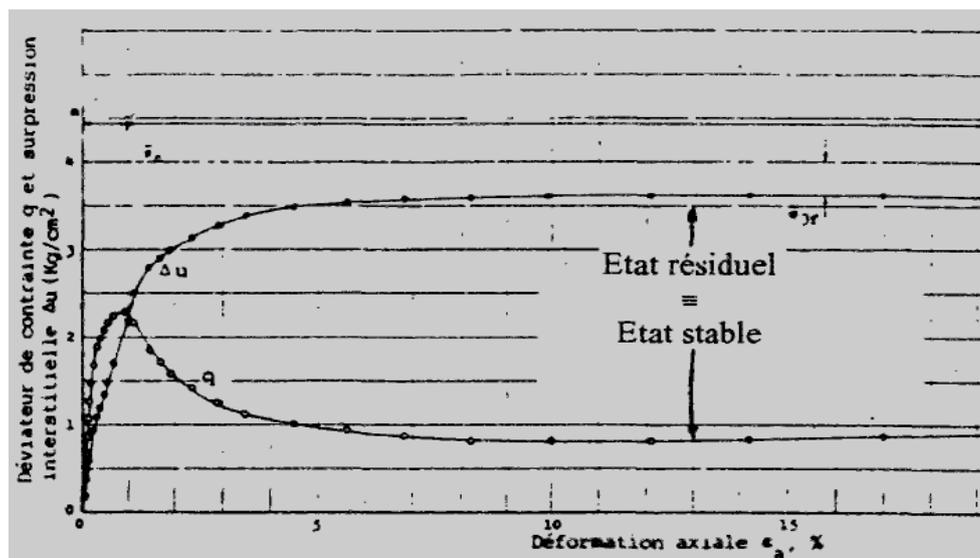


Figure 1.12 : Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le sable "Banding sand" (Castro., 1969).

### 1.5.3 Etat caractéristique

Ainsi défini par (Luong., 1978), (Habib et Luong., 1978), il correspond à « l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant vers un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée ». Dans le plan des contraintes  $(q, p')$ , cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente  $\eta_c = (q/p_c)$ . Elle sépare l'espace des contraintes admissibles en deux domaines :

Un domaine subcaractéristique situé au-dessous de la droite caractéristique dans lequel le sable est contractant.

Un domaine sur-caractéristique situé entre la droite caractéristique et la droite de rupture dans lequel le sable est dilatant.

(Luong., 1980) a montré que le niveau de contrainte pour lequel le taux de génération de surpression interstitielle s'annule correspond au seuil de contrainte pour lequel le taux de déformation volumique s'annule en condition drainée, et que le concept d'état caractéristique reste cohérent lorsque l'on soumet les éprouvettes du sable à des chemins de contraintes triaxiaux différentes comme le montre sur la (Figure 1.13).

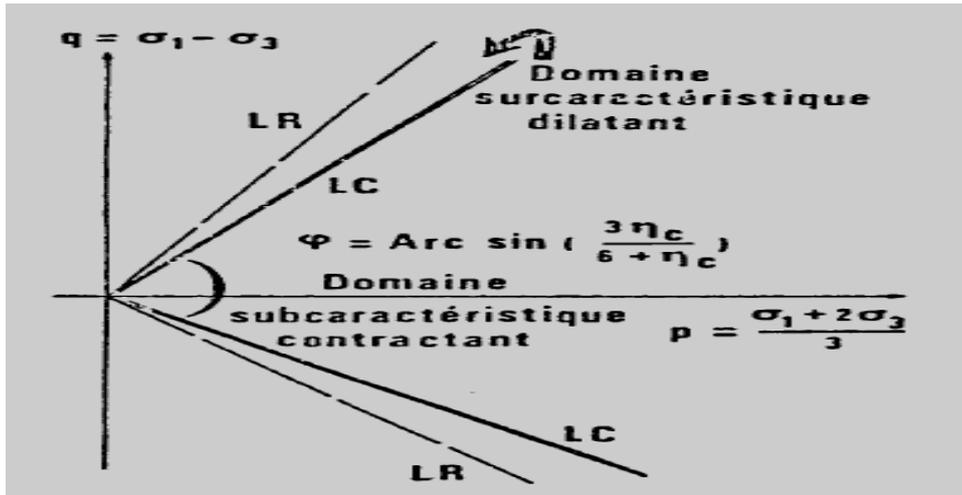


Figure 1.13 : Représentation des droites caractéristiques dans le plan  $(p', q)$  (Luong., 1980).

### 1.5.4 Paramètre d'état

D'après les travaux de (Casagrande., 1936), l'importance de l'influence de la densité et du niveau de consolidation sur le comportement des sols est largement admise. (Been et Jefferies., 1985) ont repris cette similarité du comportement dans la notion de paramètre d'état  $\psi$  défini dans le plan  $(e, \ln p')$  comme étant la différence entre l'indice des vides initial et l'indice des vides à l'état stable correspondant à la même contrainte de consolidation comme le montre (Figure 1.14). Donc le paramètre d'état est un indice de mesure du comportement, s'il est négatif, le matériau tend vers un comportement dilatant, par contre s'il est positif, le matériau est uniquement contractant (comportement de sable lâche avec le risque de liquéfaction).

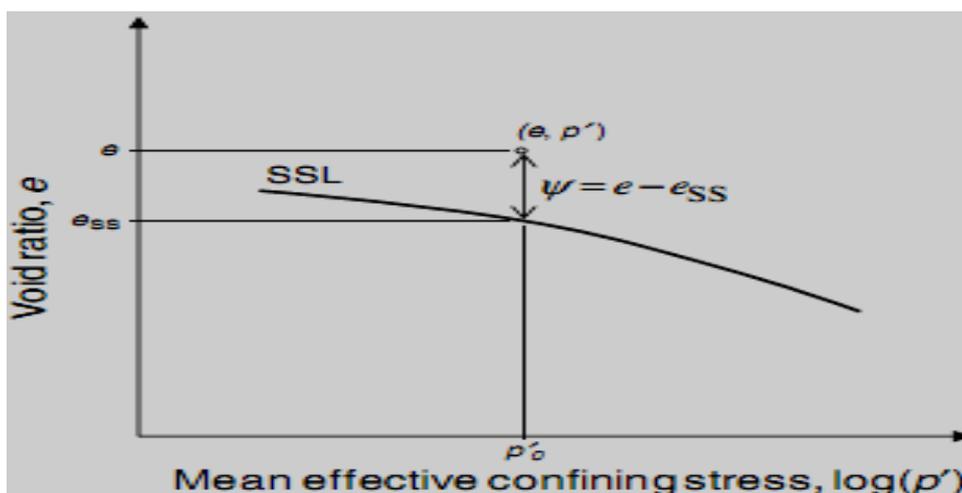


Figure 1.14 : Définition du paramètre d'état (Been et Jefferies., 1985).

Le paramètre d'état est basé sur l'hypothèse de l'état stable pour les sables. D'autres recherches ont montré que l'état stable correspond aussi au mélange sable-limon (Ni et al., 2004, Yang et al., 2006, Rahman et al., 2009). Mais la variation de la teneur en fines introduit un changement des directions de ligne d'état critique ou bien la ligne d'état stable (SSL), pour cette raison, (Wang., 2002, Bobei et al., 2005, Rahman et al., 2007) ont utilisé le concept de l'indice des vides équivalent  $e^*$  dans le plan  $(e^* - \log p')$  en remplaçant  $e$  par  $e^*$ . Ils ont constaté qu'une ligne d'état stable liée à  $e^*$  dite : ligne d'état stable granulaire équivalent EG-SSL « Equivalent Granular Steady State Line » correspond  $e^*_{ss}$ . A partir ces résultats (Rahman et al., 2007) a utilisé le concept de l'indice des vides équivalent  $e^*$  et l'indice des vides au EG-SSL  $e^*_{ss}$  pour introduire le concept du paramètre d'état équivalent  $\psi^* = e^* - e^*_{ss}$  (figure 1.16).

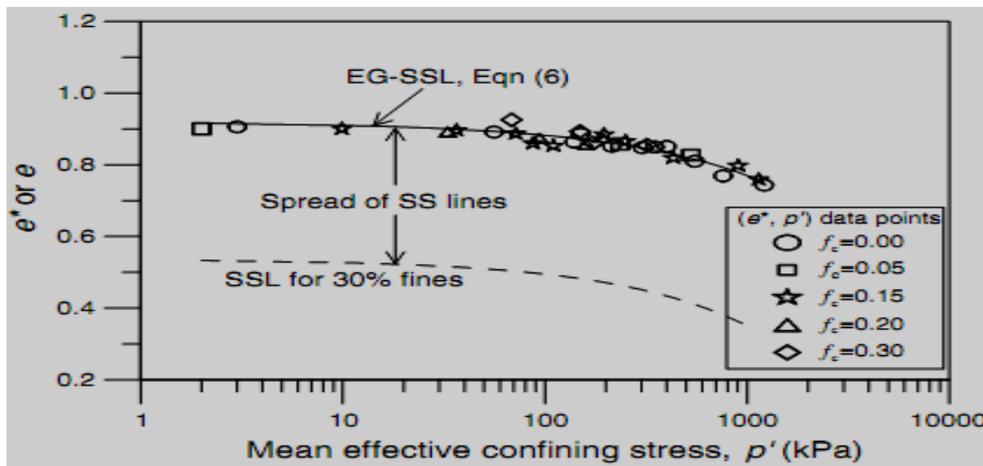


Figure 1.15 : Ligne d'état stable granulaire équivalente pour mélange sable -limon dans le plan  $(e^* - \log p')$  (Rahman et al., 2007).

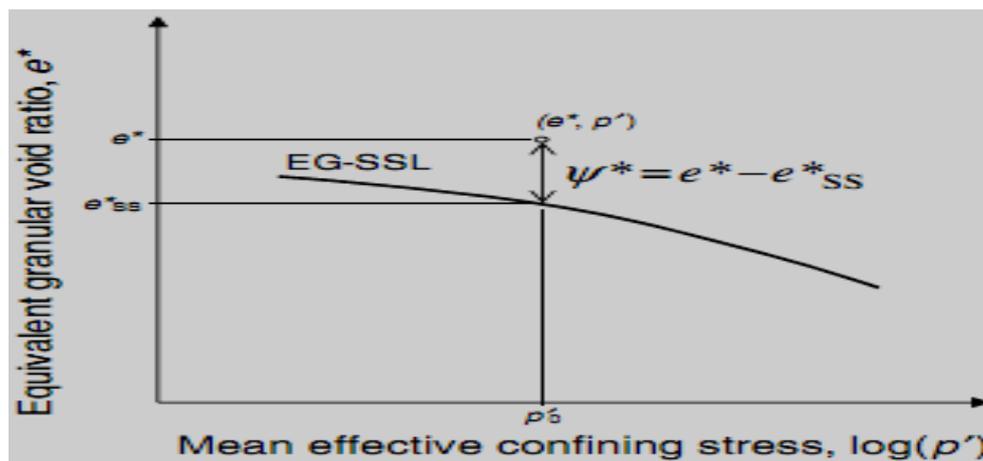
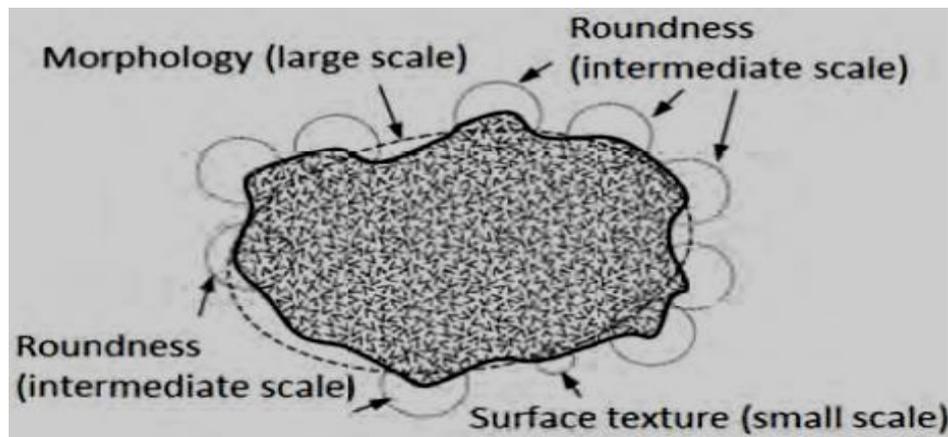


Figure 1.16 : Concept du paramètre d'état équivalent  $\psi^*$  pour mélange sable-limon (Rahman et al., 2007).

## 1.6. Etude de la forme des grains du sol

### 1.6.1 Introduction

La forme des grains joue un rôle très important dans la compréhension de la micromécanique de comportement des sols. Dans la littérature, il existe beaucoup d'auteurs qui ont défini la description de forme des particules de sol comme (Mitchell et Soga., 2005). Ils ont constaté trois sub-quantités pour la caractérisation de la forme des grains : 1) - la morphologie ou la sphéricité est défini par la forme générale d'une particule, il s'agit d'une mesure de la capacité d'une particule qui s'approche d'une sphère, 2) -l'angularité « roundness » est la mesure dans laquelle les bords et les coins d'une particule ont été arrondie et 3) -la surface spécifique est le rapport entre l'aire de surface de grains et leur masse (Figure 1.17).



**Figure 1.17** : Description de la forme des grains (Mitchell et Soga., 2005).

(Wadell 1932) a proposé deux relations pour définir les semi-quantités de la forme des particules : la sphéricité (S) et l'angularité (R), défini par les relations suivantes :

$$(S) = r_{\max\text{-insc}} / r_{\min\text{-circ}},$$

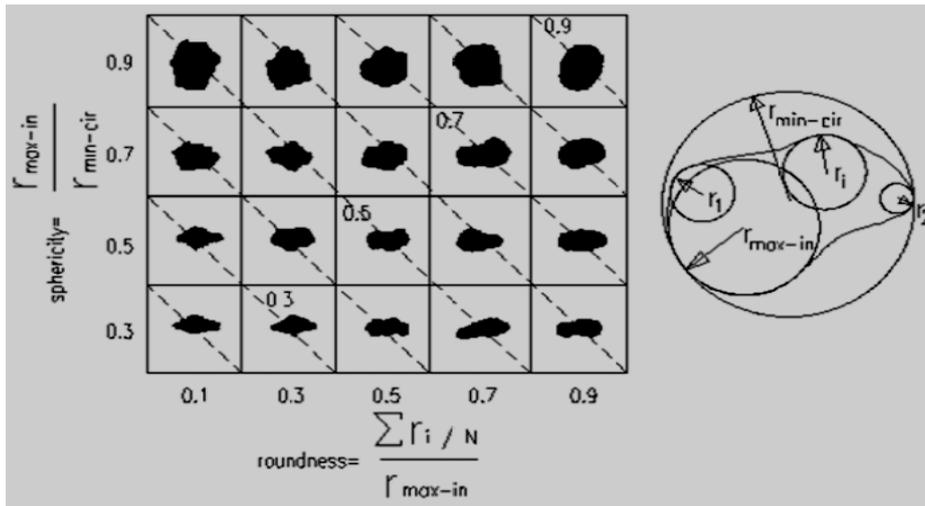
$$(R) = r_i / r_{\max\text{-insc}}$$

Avec :

- $r_{\max\text{-insc}}$  : est le diamètre maximum d'un cercle ;

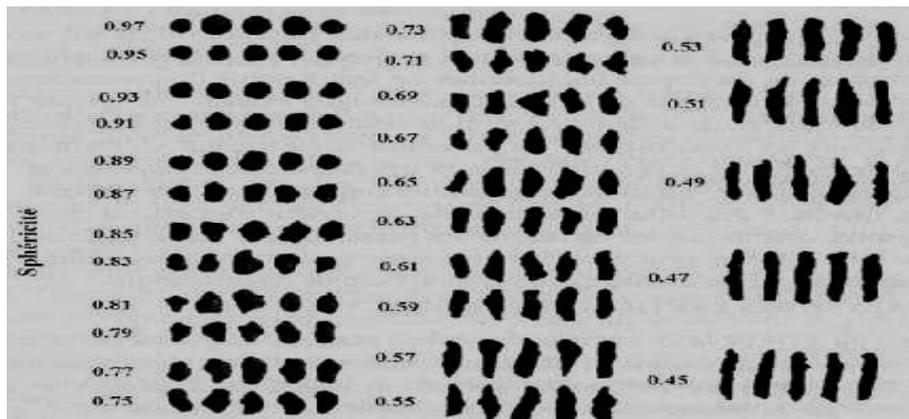
- $r_{\min\text{-circ}}$  : est le diamètre minimum d'une sphère entourant la particule de sol ;

- $r_i$  : est le diamètre moyen du cercle inscrit dans chaque coin des particules.

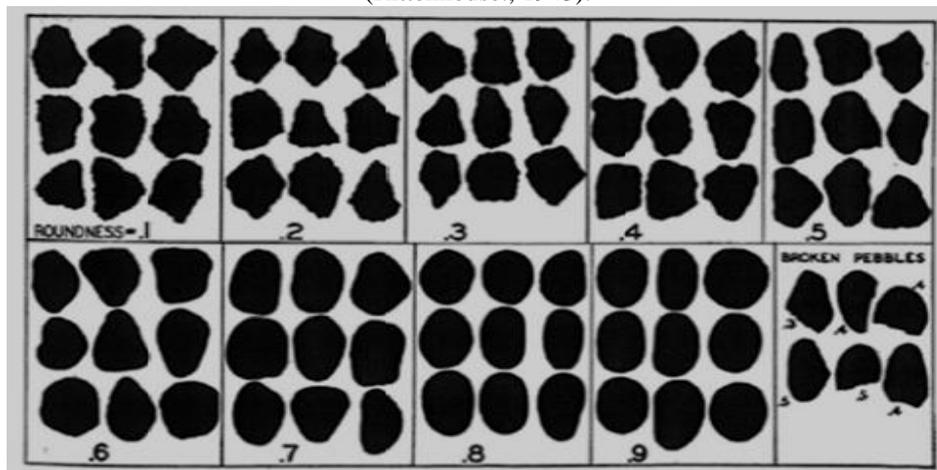


**Figure 1.18** : Représentation d’angularité et la sphéricité (Cho et al., 2006).

Différentes valeurs de caractéristiques de la forme des grains peuvent être définis pour quantifier la sphéricité (Figure 1.19) et l’angularité (Figure 1.20) des particules en fonction de leur forme générale (Krumbein., 1941 ; Rittenhouse., 1943).

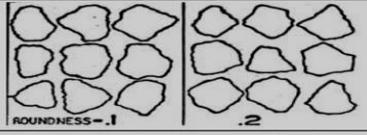
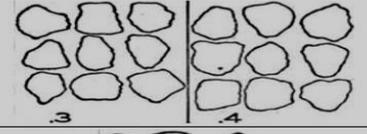
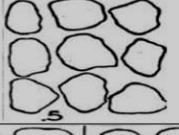
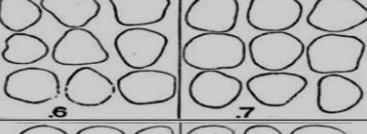
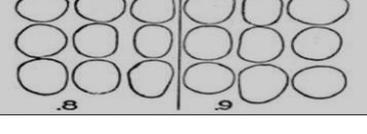


**Figure 1.19** : Identification des classes de sphéricité en fonction de leur forme générale (Rittenhouse., 1943).



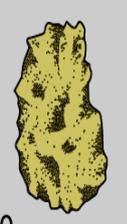
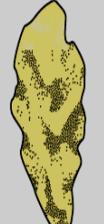
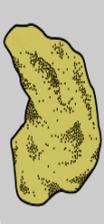
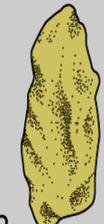
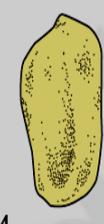
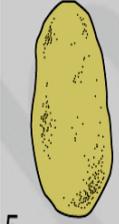
**Figure 1.20** : Identification des classes d’angularité en fonction de leur forme générale (Krumbein., 1941)

(Krumbein., 1941) a proposé les gammes d'angularité et l'angularité moyenne pour les particules (Figure 1.21).

Roundness	Krumbein Image*	Range	Average
Angular		0.10 - 0.26	0.18
Subangular		0.26 - 0.42	0.34
Subrounded		0.42 - 0.58	0.50
Rounded		0.58 - 0.74	0.66
Well-Rounded		0.74 - 0.90	0.82

**Figure 1.21 :** Catégories d'angularité y compris Images de Krumbein, Gamme d'angularité, et l'angularité moyenne (Krumbein., 1941).

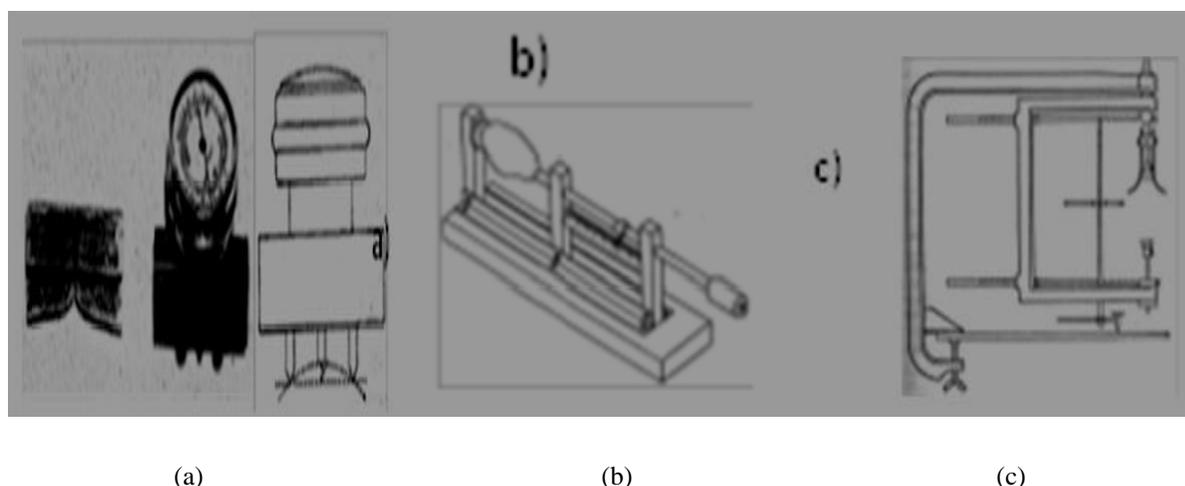
(Power 1953) a développé le point de vue de (Krumbein 1941), en effet, il a considéré que l'angularité et la sphéricité des particules se divisent en six catégories pour l'angularité (très anguleux, anguleux, semi-anguleux, semi-arrondie, arrondie et très arrondie) et pour la sphéricité (sphéricité supérieure et sphéricité inférieure) (Figure 1.22).

high sphericity						
low sphericity						
	0	1	2	3	4	5 6
	very angular	angular	subangular	subrounded	rounded	well-rounded

**Figure 1.22 :** Classification qualitative de l'angularité (Power., 1953).

## 1.6.2 Méthodes de mesure la forme des grains

**1.6.2.1 Mesure avec mains :** la technique de mesure avec mains a été basée sur l'utilisation des dispositifs spéciaux de précision développés comme : «la route à coulisse », «la jauge convexité » ou « l'appareil de Szadecky-Kardoss ». (Krumbein., 1941) a placé l'échantillon dans l'étrier de route coulissante pour mesurer la longueur des grains dans des positions différentes comme illustre dans (Figure 1.23b). (Wentworth., 1922) a utilisé «la jauge convexité » pour mesurer la courbure dans les angles des grains, ensuite il a fonctionné de mesurer le mouvement du pivot central des grains comme montre dans (Figure1.23a). En effet, (Krumbein et Pettijohn., 1938) ont analysé le contour des grains en utilisant « l'appareil de Szadecky-Kardoss » comme le montre dans (Figure 1.23c).



**Figure1.23 :** Dispositifs spéciaux utilisés pour la méthode de mesure des mains (a)- La jauge convexité (Wentworth., 1922) (b)- La route à coulisse (Krumbein., 1941) (c)- L'appareil de Szadecky-Kardoss (Krumbein et Pettijohn., 1938)

**1.6.2.2 L'analyse de l'image :** est une méthode pratique à utiliser pour la classification de la forme des grains car elle est plus rapide par rapport aux autres méthodes. Pour le traitement ces images, il existe différentes techniques, parmi eux sont les suivantes :

**a) - Diamètre Féret :** est la longueur entre deux lignes parallèles, cette ligne de balayage tourne autour d'une particule et mesure les dimensions de grain (Janoo., 1988), comme indique (Figure 1.24)

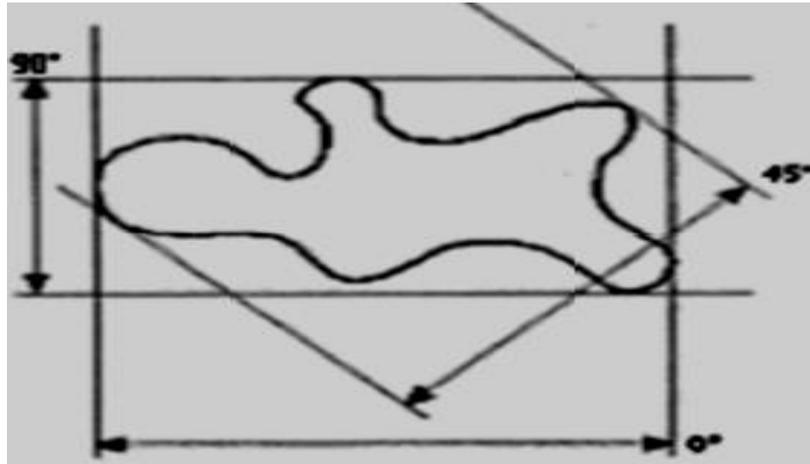


Figure 1.24 : Technique de Diamètre Féret (Janoo., 1988)

**b) - Technique de Laser de balayage** : Ce type est l'une des techniques la plus avancée de mesure la forme des grains. (Figure 1.25a) montre la tête de laser de balayage des particules de roche. Les particules ont des points de contrôle afin de garder un point de référence lorsque se déplacer vers la partie inférieure pour scanner les particules de roches. (Figure1.25b) (Lanaro et Tolppanen., 2002).

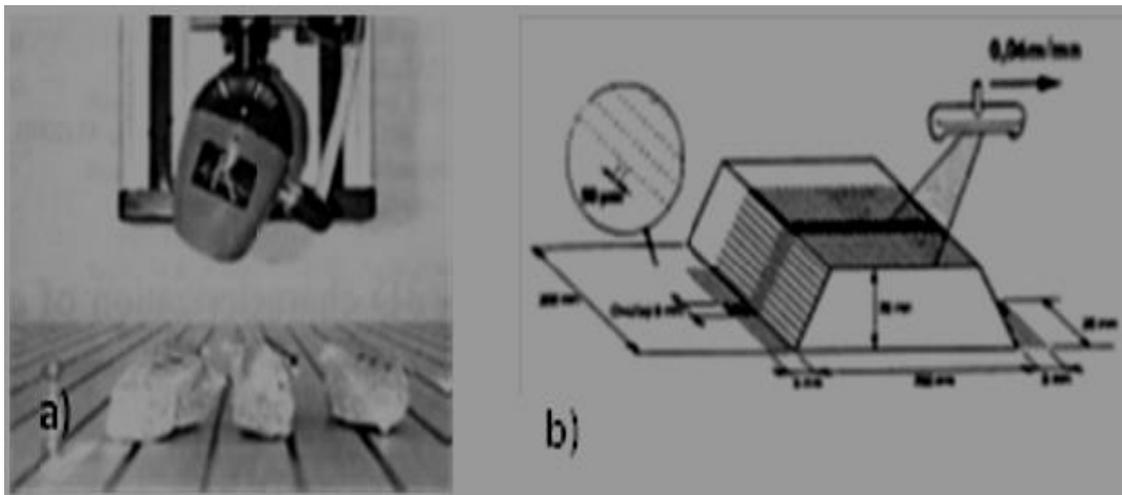


Figure1.25 : Technique de Laser de balayage (Lanaro et Tolppanen., 2002).

**c) - Laser assisté par tomographie** : Dans ce cas une feuille de laser est utilisée pour obtenir l'arpentage des grains (Figure1.26). Cette technique est différente et a des exigences particulières quand l'utilisation de liquide avec même indice de réfraction pour les grains. Les grains doivent laisser le laser ou certain pour cent de la lumière passer entre eux (Matsushima., 2003).

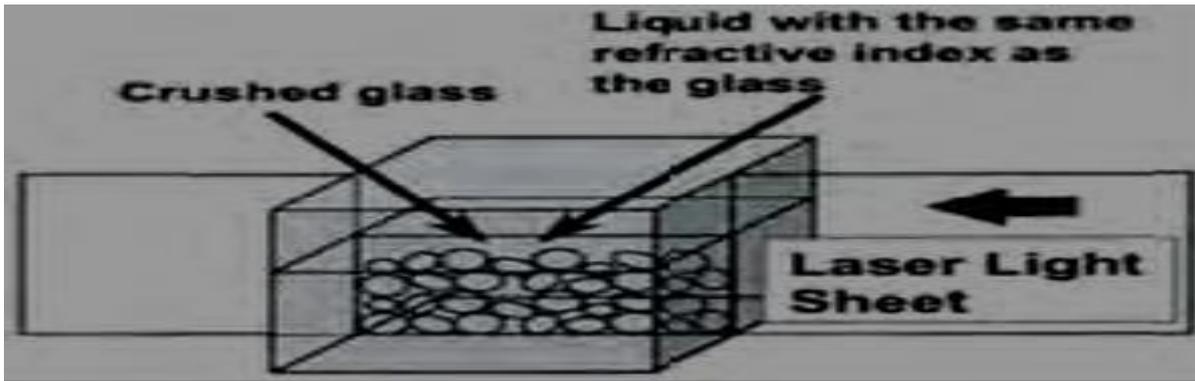


Figure1.26 : Technique de Laser assistée par tomographie (Matsushima., 2003).

### 1.6.3 Influence de la forme des grains sur $e_{max}$ et $e_{min}$

D'autres chercheurs ont étudié la relation entre les indice de vides extrêmes ( $e_{max}$  et  $e_{min}$ ) et l'angularité ; En effet, (Youd., 1973) a étudié l'influence du coefficient d'uniformité et l'angularité sur  $e_{max}$  et  $e_{min}$  (Figure 1.27). Il a remarqué que l'augmentation de l'angularité des grains et du coefficient d'uniformité induit une diminution des indices des vides  $e_{max}$  et  $e_{min}$ .

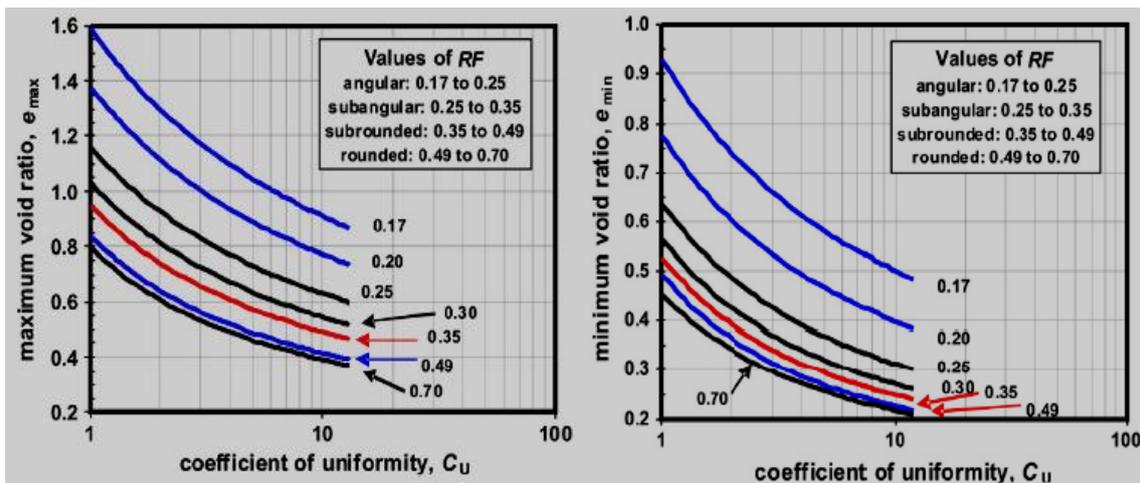


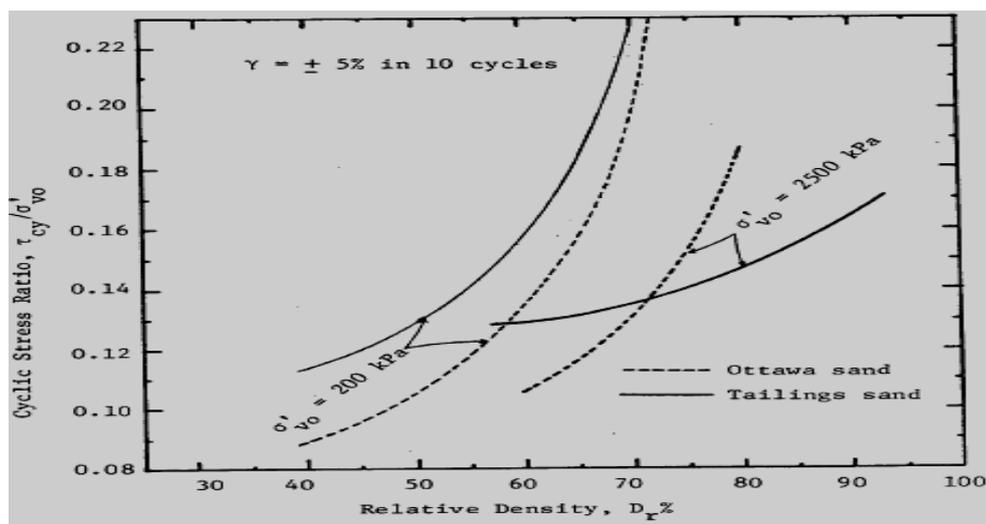
Figure 1.27 : Influence de coefficient d'uniformité et l'angularité sur  $e_{min}$  et  $e_{max}$  (Youd., 1973).

### 1.6.4 Influence de la forme des grains sur le comportement des sols

La forme des grains joue également un rôle important dans le comportement des sols, les sols présentant des grains à forte angularité étant plus résistant aux sollicitations que dans le cas de particules sphériques pouvant se déplacer plus facilement les unes par rapport aux autres lors l'application des chargements.

(Hadi Omran., 1983) a réalisé des essais triaxiaux pour vérifier l'influence la forme des grains et le confinement sur le comportement de deux sables : (sable Ottawa et sable de Tailings) pour différentes densités relatives et pressions de confinement ( $\sigma=200$  kPa,  $\sigma=2500$

kPa), (Figure 1.28). Il a observé que le sable anguleux est très résistant à liquéfaction par rapport au sable arrondi à une pression de confinement de 200 kPa pour différentes densités relatives, par contre à une pression de confinement de 2500 kPa, la résistance dépend de la densité relative, pour ( $D_r \leq 70\%$ ), le sable anguleux est plus résistant à la liquéfaction par rapport au sable arrondi, et la résistance à liquéfaction d'un sable arrondi est plus importante à celle d'un sable anguleux pour les valeurs de densité relative élevée ( $D_r \geq 70\%$ ).



**Figure 1.28 :** Influence de la pression de confinement et d'angularité sur la résistance à liquéfaction (Hadi Omran., 1983).

(Yoginder et al., 1985) ont constaté que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la pression de confinement pour les sables arrondis et anguleux (1600 kPa) ; les sables arrondis montrent rapidement une accumulation de résistance contre la liquéfaction avec l'augmentation de la densité par rapport au sable anguleux ; pour une faible pression de confinement, le matériau anguleux est plus résistant à la liquéfaction. La rupture des particules anguleuses du sable indique probablement la perte de la résistance aux pressions de confinement élevées.

(Vaid et al., 1990) ont mené différents essais de cisaillement cycliques simples sur des échantillons du sable pour évaluer l'effet de l'angularité des particules sur le comportement cyclique des sols. D'après leurs résultats, il apparaît que la résistance à la liquéfaction des sables anguleux à un niveau faible de contrainte effective de confinement (moins de 200 kPa) est plus élevée que celle des sables sphériques, pour une densité relative identique. Lorsque la contrainte de confinement augmente de 200 kPa à 800 kPa, les sables sphériques peuvent être plus résistants que les sables anguleux suivant la densité relative

considérée. Par contre, pour des contraintes de confinement très élevées (supérieure à 800 kPa), les sables sphériques sont plus résistants que les sables anguleux.

## 1.7. Etude de la taille des grains du sol

### 1.7.1 Introduction

La granulométrie est parmi les paramètres qui ont une influence sur la résistance au cisaillement non drainée d'un sol. Un échantillon présentant une granulométrie peu étalée induit une augmentation du potentiel de liquéfaction. Dans le cas de sols à granulométrie étalée, les grains fins occupent l'espace entre les grains plus grossiers ce qui permet d'obtenir une structure plus stable et plus résistante (Tsuchida 1970). Dans la littérature, plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La (Figure 1.29) montre des exemples de ces courbes granulométriques ou, en remarquant que les graviers et les sols avec de gros éléments ne présentent pas un risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité (Pecker., 1984).

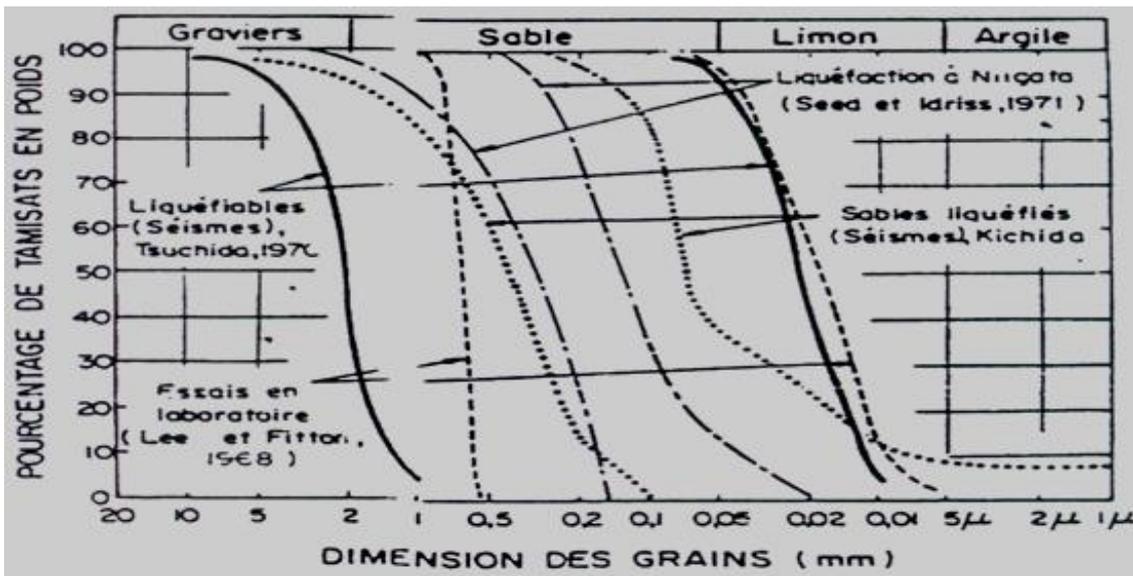
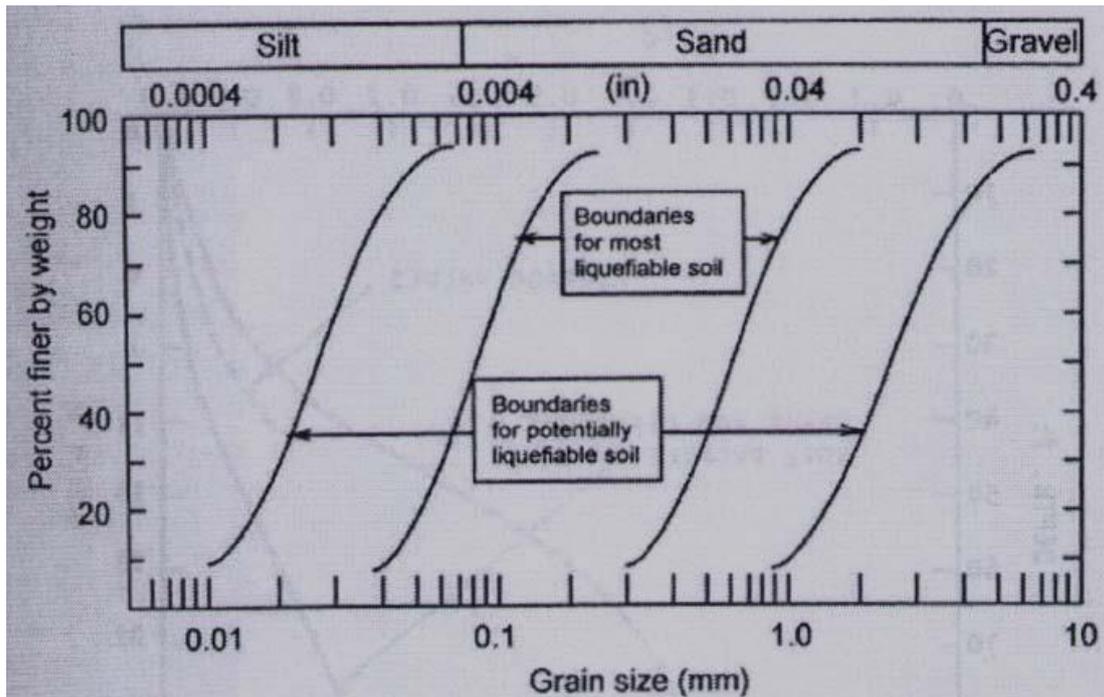


Figure 1.29 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables (Pecker., 1984).

(Tsuchida., 1970) a résumé les résultats des analyses granulométriques effectuées sur un certain nombre de sols alluviaux qui ont été connus pour avoir liquéfiés ou non lors des séismes. Il a proposé des gammes des courbes de la taille des grains séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables comme le montre la (Figure 1.30). La zone au cours des deux courbes intérieures de la figure représente sables et sables limoneux, les sols ayant la plus faible résistance à la liquéfaction. L'espace entre les deux courbes les plus à gauche correspond à l'influence des fines en diminuant la tendance des sables pour densifier pendant

le cisaillement sismique. Les fines peu plastiques dans les sols sableux créent généralement une adhérence suffisante entre les grains de sable limitant la capacité des particules plus grosses pour passer dans un arrangement plus dense. En conséquence, les sols avec un contenu significatif des fines peu plastiques sont rarement observés pour liquéfier en cas de séisme. En revanche, les fines non-plastiques avec une texture de surface sèche ne créent pas d'adhérence et n'offrent pas une résistance significative à un réarrangement des particules et de liquéfaction.

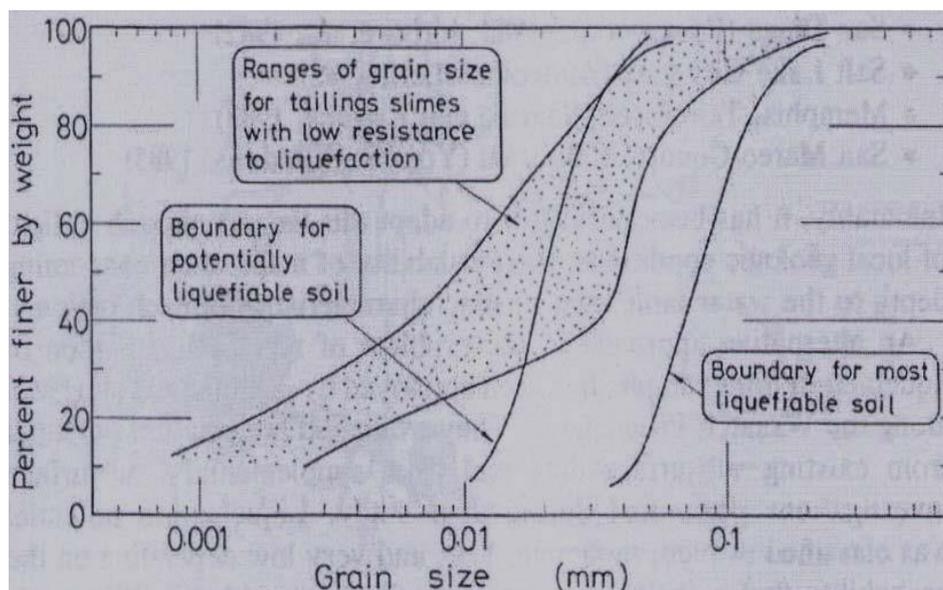


**Figure 1.30 :** Fuseaux granulométriques des sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida., 1970).

Plus récemment (Ishihara., 1985), a montré que ces limites ont été élargies, ainsi que la liquéfaction des limons non-plastiques ont été observée, indiquant que les caractéristiques de plasticité, plutôt que la taille des grains influence la survenue de liquéfaction dans les sols fins. (Figure 1.31) illustre les gammes de tailles de grains pour les résidus de boues avec une faible résistance à la liquéfaction proposée par (Ishihara., 1985). Il a déclaré aussi que la taille d'argile ou du limon ayant une valeur faible d'indice de plasticité présente des caractéristiques physiques similaires à celles des sols sans cohésion, et donc avoir un degré élevé de risque de liquéfaction.

(Walker et Steward., 1989) ont basé leurs essais dynamiques sur les limons, ont également conclu que les limons non plastiques, en dépit de leurs courbes de distribution de la taille des grains à l'extérieur des limites de (Tsuchida., 1970) pour les sols sensibles à la liquéfaction, ont un potentiel de liquéfaction similaire à celle des sables et que l'augmentation de la

plasticité permettra de réduire le niveau de réponse de la pression interstitielle.



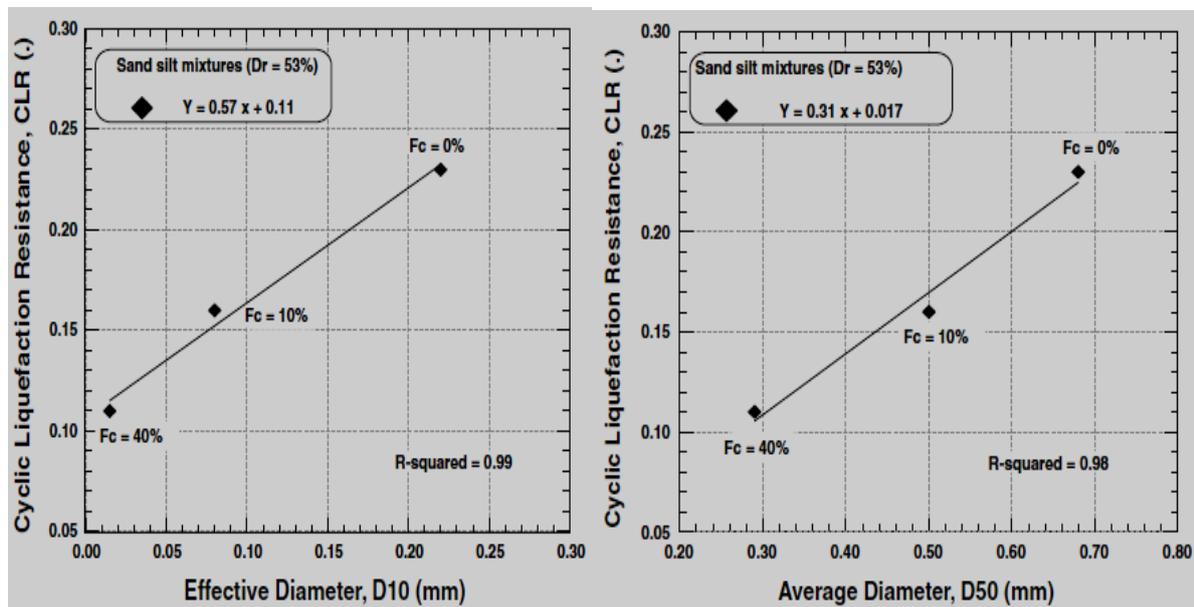
**Figure 1.31 :** Courbes granulométriques avec une faible résistance à la liquéfaction (Ishihara., 1985).

Plusieurs études comme celle de (Hicks et Monismith 1971) ont montré que la résistance au cisaillement des sols granulaires dépend de la taille et la distribution des grains. Selon eux, la rigidité varie également si les grains sont partiellement ou totalement anguleux, ils ont constaté aussi pour les matériaux ayant la même quantité des fines et même distribution de grains, la rigidité croît avec l'augmentation de la taille maximale des grains.

### 1.7.2 Influence de la taille des grains sur le comportement des sols

(Chang et al., 1982) ont reporté que la résistance à liquéfaction cyclique d'un sable propre a été affectée par la taille moyenne des grains ( $D_{50}$ ) et le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) à condition que ( $D_{50} \leq 0.23\text{mm}$ ). Cependant, les influences individuelles de ( $D_{50}$  et  $C_u$ ) ne sont pas isolés. (Vaid et al.1991) ont examiné l'influence de ( $C_u$ ) en testant trois sables propres à la même minéralogie. Ils ont conclu que la résistance à liquéfaction cyclique des sables propres augmente avec l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) à une densité relative faible et la tendance s'est inversée à la densité relative élevée. (Yamamuro et Ladd., 1999) ont trouvé une forte relation entre la teneur en fines et la résistance à liquéfaction sur le sable (Nevada) pour la gamme de teneur en fines de 0% à 50%, d'après eux l'instabilité croît avec l'augmentation des fines et la densité, ou il y a une différence entre le comportement du sable propre et celui avec les fines. (Belkhatir et al., 2011) ont étudié l'influence de ( $D_{10}$  et  $D_{50}$ ) sur la résistance cyclique d'un

sable limoneux avec une densité relative ( $D_r = 53\%$ ). D'après eux, la résistance cyclique augmente linéairement avec l'augmentation de  $D_{10}$  et la diminution des fractions des fines (Figure 1.32). D'autre part, ils ont constaté aussi que la résistance cyclique diminue avec la diminution de  $D_{50}$  mais avec l'augmentation des teneurs en fines (Figure 1.32). (Yilmaz et al., 2008, Janalizadeh et al., 2013) ont indiqué que la relation entre la résistance cyclique et ( $D_{10}$ ,  $D_{30}$  et  $D_{60}$ ) serait plus logique par rapport à une relation entre d'autres caractéristiques granulométriques comme le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et le coefficient de gradation ( $C_c$ ) et la résistance cyclique. Ils ont trouvé pour une densité relative ( $D_r = 60\%$ ), la résistance cyclique d'un sable limoneux diminue avec l'augmentation de teneur en fines.



**Figure 1.32 :** Influence de  $D_{10}$ ,  $D_{50}$  sur la résistance cyclique d'un sable limoneux (Belkhatir et al., 2011).

(Belkhatir et al., 2014) ont également étudié l'influence des caractéristiques granulométriques avec trois densités relatives (20%, 53% et 91%) sur le comportement monotone non drainé (en terme de la pression interstitielle) d'un sable limoneux. Ils ont remarqué que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de ( $D_{10}$  et  $D_{50}$ ) et augmente avec l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ), puis ils ont introduit des nouvelles caractéristiques granulométriques tels que ( $ESR = D_{10\text{sable}} / D_{10\text{mélanges}}$ ,  $MGSR = D_{50\text{sable}} / D_{50\text{mélanges}}$  et  $CUR = C_{u\text{sable}} / C_{u\text{mélanges}}$ ). En étudiant l'influence de ces caractéristiques, ils ont trouvé que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de ( $ESR$  et  $MGSR$ ) et la diminution de ( $CUR$ ) (Figure 1.33).

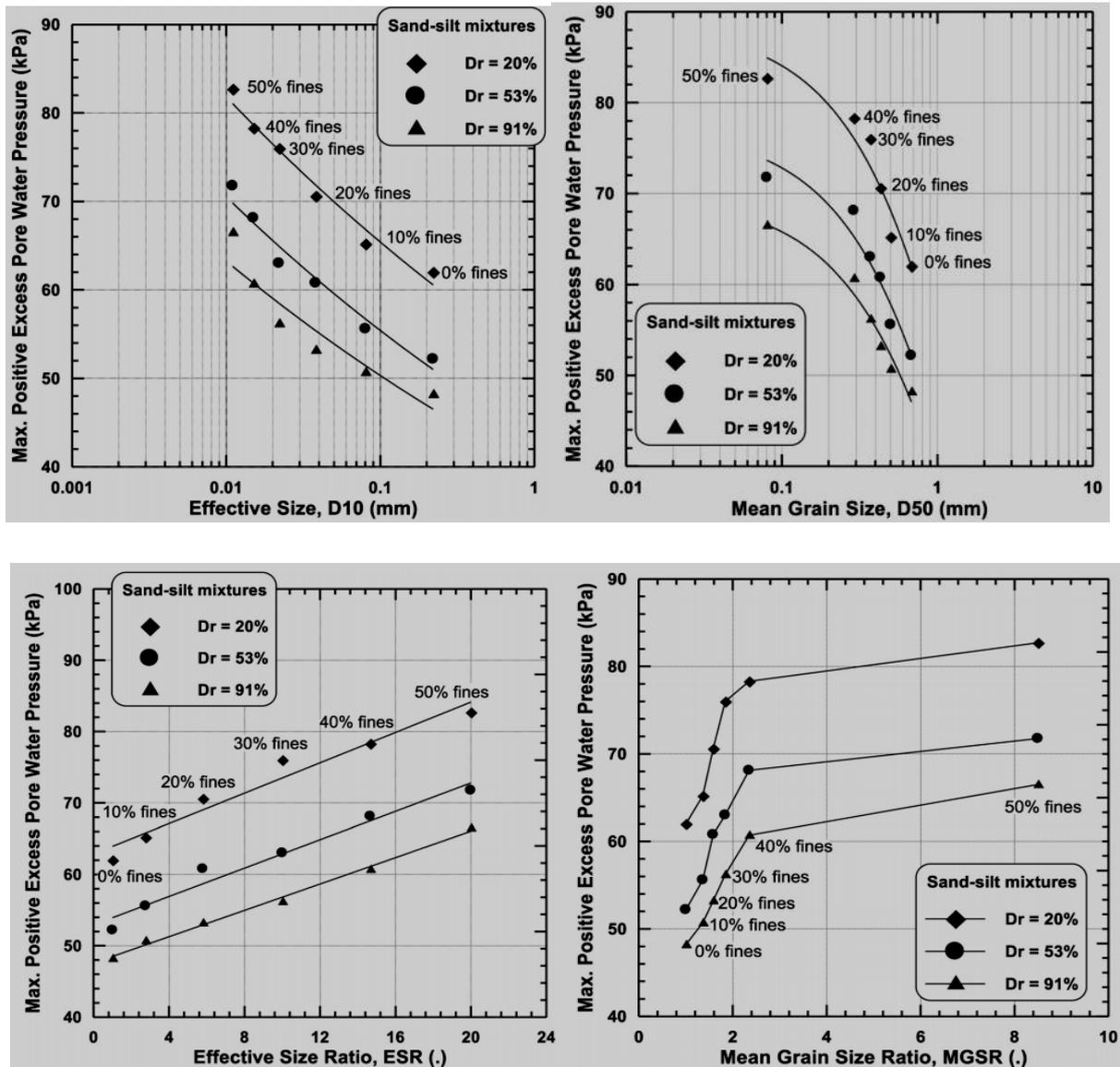


Figure 1.33 : Influence des caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$ , ESR, MGSR) sur la pression interstitielle d'un sable limoneux (Belkhatir et al., 2014).

## 1.8. Paramètres influençant sur le comportement des sables et leur susceptibilité à la liquéfaction

De nombreux auteurs ont mis en évidence plusieurs paramètres qui ont une influence sur la résistance au cisaillement monotone et cyclique des sables saturés. Parmi les principaux paramètres, on peut citer entre autre : la densité relative, indice des vides, le confinement, la granulométrie, la forme des grains, la présence des fines, l'histoire de pré-chargement et des déformations, le degré de saturation, structure de sol, l'état de contrainte initiale, la conductivité hydraulique...etc.

### 1.8.1 Influence de la densité relative

La densité relative ou aussi l'indice des vides joue un rôle primordial dans le comportement des sols. Des essais triaxiaux réalisés par (Verdugo., 1992) pour étudier l'influence de la densité relative sur le comportement de sable de Toyoura. Ses résultats sont discutés par (Yoshimine et Ishihara., 1998). Ils ont montré que la tendance à la contractance se transforme graduellement par rapport à une tendance à la dilatance avec l'augmentation de la densité relative (Figure 1.34).

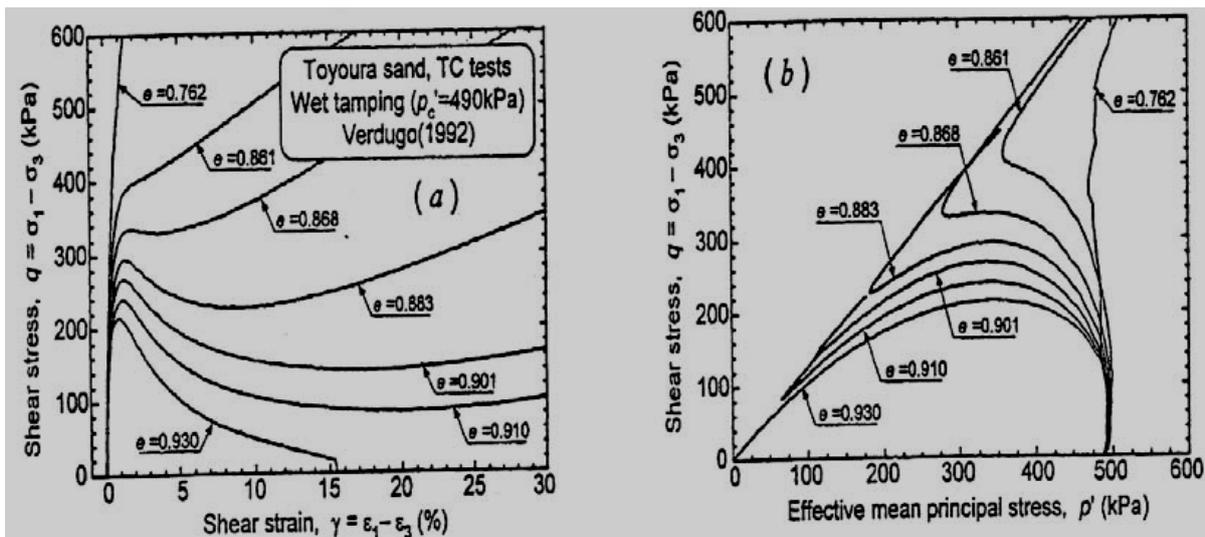
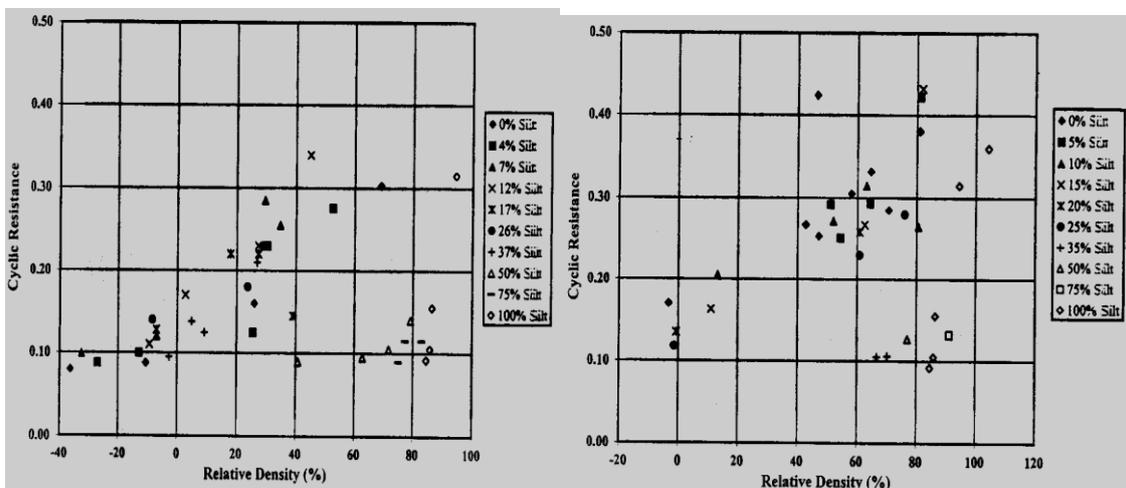


Figure 1.34 : Evolution du comportement non drainé avec l'augmentation de la densité relative (Yoshimine et Ishihara., 1998).

(Polito et Martin., 2001) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur des échantillons de sable de Monterrey et Yatesville mélangés avec des fines non plastiques. Ils ont constaté une tendance linéaire entre l'augmentation de la densité relative et la résistance à la liquéfaction (Figure 1.35).



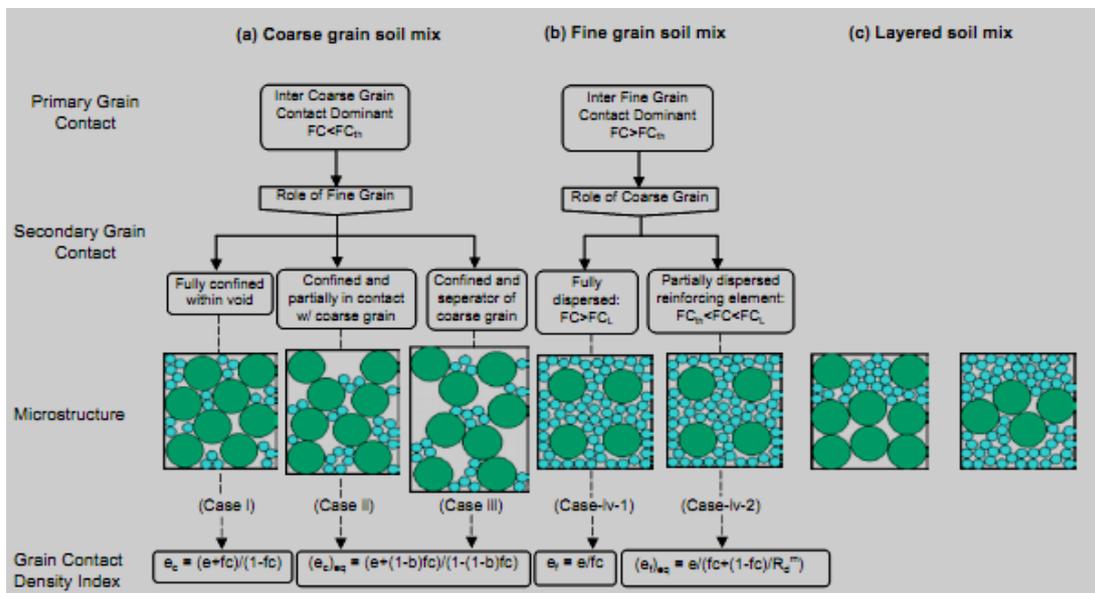
(a)

(b)

**Figure 1.35 :** Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction du mélange de sable de (a) Monterrey et (b) Yatesville avec des fines non plastiques (Polito et Martin., 2001).

### 1.8.2 Influence des différents indices des vides

Il existe dans la littérature publiée différents dénominations de l'indice des vides caractérisant la matrice granulaire, la matrice composée et la matrice des fines comme celle-ci ; indice des vides du Skelton (Kuerbis et al., 1988, Pitman et al., 1994 ; Lade et Yamamuro., 1997), l'indice des vides de la phase granulaire (Mitchell., 1993), ou indice des vides intergranulaires (Thevanayagam, 1998 ; Monkul et Ozden., 2007), l'indice des vides granulaires (Lupini et al., 1981. Georgiannou., 2006) qui ont une influence significative sur le potentiel de liquéfaction des sols sableux et particulièrement les sables limoneux. (Thevanayagam et Martin., 2002) ont obtenu un système de classification pour les mélanges des sols avec des fractions des fines, des graviers et argiles basé sur la densité et l'indice des vides en terme de fraction d'éléments fins au seuil ( $f_{c_{thre}}$ ) dans le but de citer les différents indices des vides tels que : l'indice des vides intergranulaire, l'indice des vides équivalent, l'indice des vides interfine et l'indice des vides interfine équivalent, comme illustre (Figure 1.36).



**Figure 1.36 :** Classification intergranulaire des sols (Thevanayagam and Martin 2002).

#### 1.8.2.1 Influence de l'indice des vides global

(Belkhatir et al., 2012) ont réalisés des essais triaxiaux sur le mélange de sable de Chlef avec des fines peu plastiques pour trois densités relatives ( $D_r=12\%$ ,  $50\%$  et  $90\%$ ) et avec une gamme de teneur en fines ( $F_c=0\%$  à  $F_c=50\%$ ). Ils ont montré que l'indice des vides global

diminue avec la diminution de la résistance au cisaillement non drainée ce qui ne correspond pas au cas des mélanges sable-limon ou le comportement de sable limoneux est influencé par le contact des grosses particules (Figure 1.37).

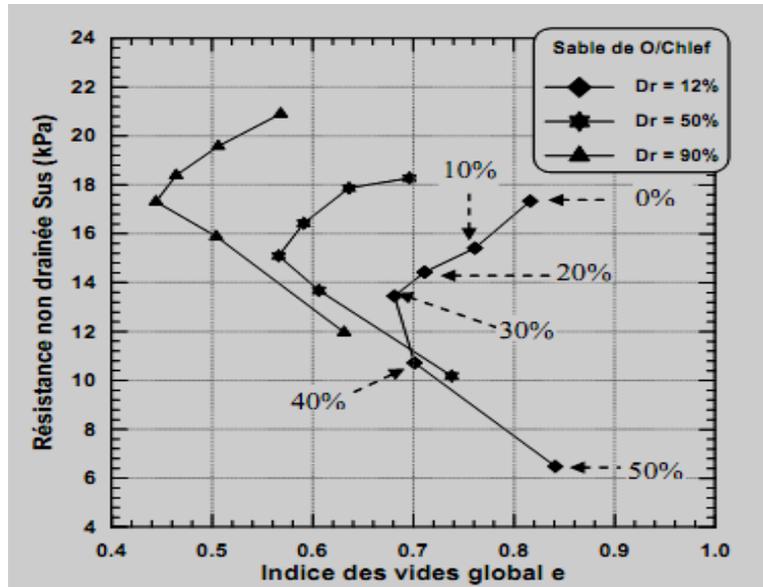


Figure 1.37 : Résistance au cisaillement non drainée en changement de phase en fonction de l'indice des vides global et teneur en fines ( $P'_c=100$  kPa) (Belkhatir et al., 2012)

### 1.8.2.2 Influence de l'indice des vides intergranulaire

(Thevanayagam et Mohan., 2000) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur un sable propre mélangé avec du limon (Silica) et une argile (Kaolin). Les échantillons ont été préparés aux différentes valeurs d'indice des vides granulaires avec la même quantité de fines (10% silica et 10% Kaolin) en utilisant le déversement à sec. Ils ont noté quand l'indice des vides granulaire est inférieur à 1, le déviateur à l'état stable du mélange sable-Kaolin est inférieur à celui du sable propre et du mélange sable-Silice (limon) (Figure 1.38).

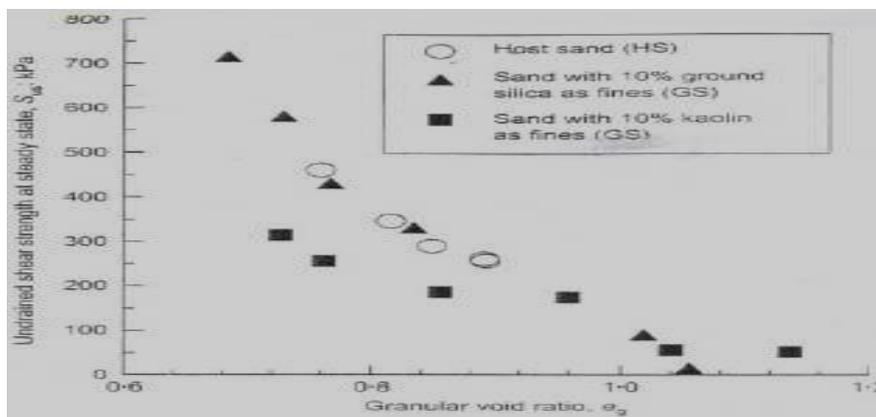
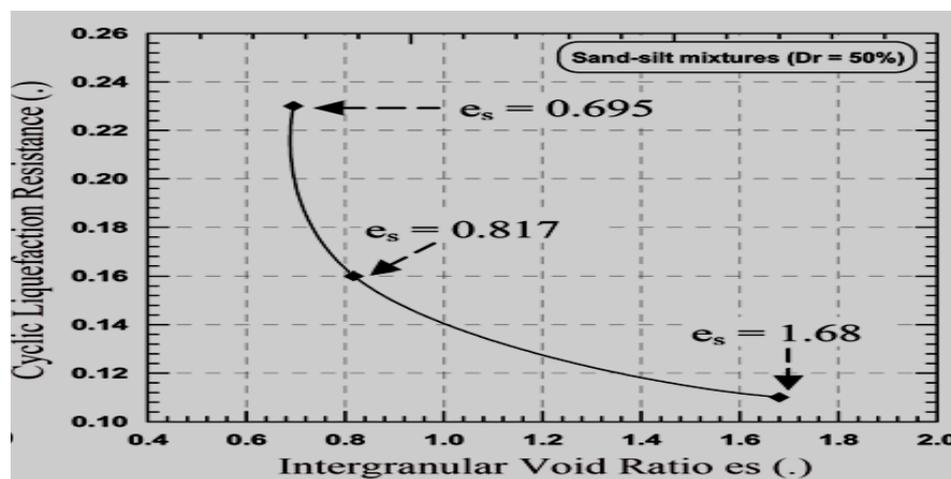


Figure 1.38 : Influence de l'indice de vides granulaire sur la résistance non drainée (Thevanayagam et Mohan, 2000).

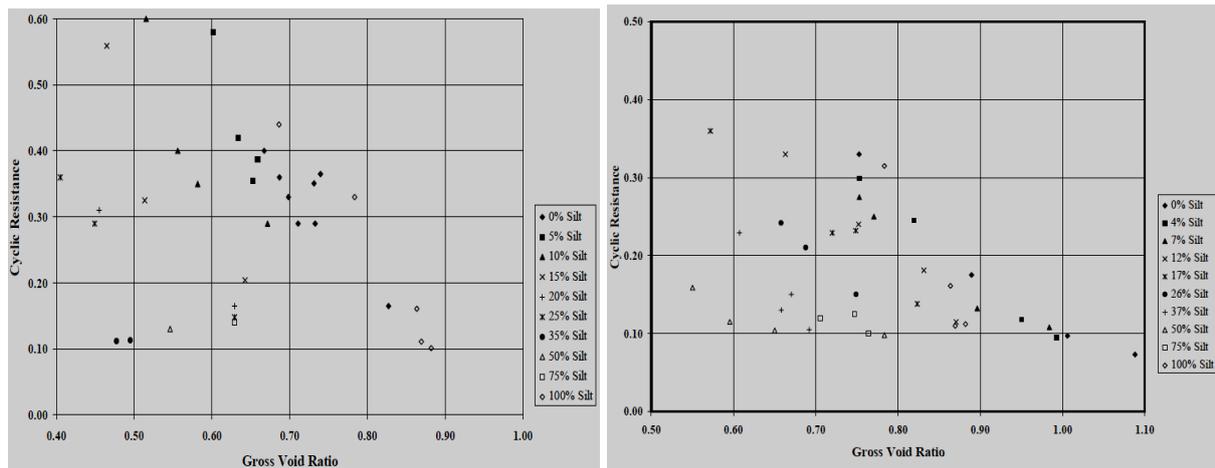
(Belkhatir et al., 2010) ont étudié l'effet de l'indice des vides intergranulaire sur la résistance au cisaillement cyclique d'un sable limoneux. Ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction des sables limoneux diminue avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire. Cette diminution de la résistance est due à l'amplification de la phase de contractance induite par la présence des fines peu plastiques (Figure 1.39).



**Figure 1.39 :** Effet de l'indice des vides intergranulaire sur le potentiel de liquéfaction (Belkhatir et al., 2010)

### 1.8.2.3 Influence de l'indice des vides interfine

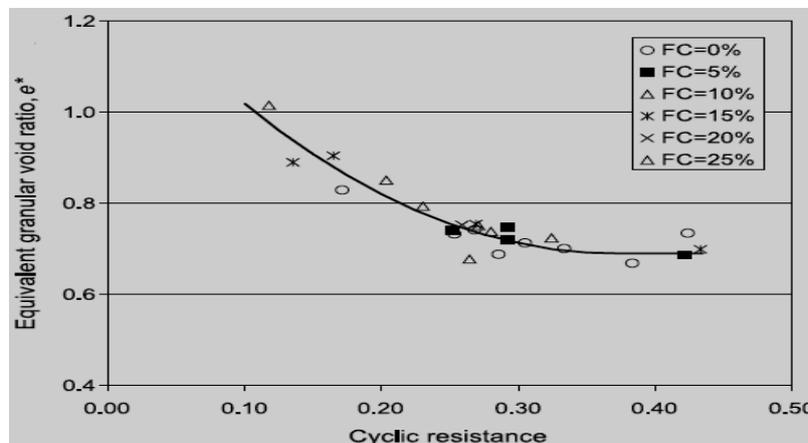
(Polito., 1999) a étudié l'effet des fines sur le comportement de deux sables tels que : sable de Monterey et sable Yatesville considérant le paramètre de l'indice des vides interfine. Il a constaté que pour le mélange sable de Monterey avec les fractions de fines, il existe une corrélation entre l'indice des vides interfine et la résistance cyclique, par exemple pour  $e_f=0.68$ , la résistance cyclique varie entre 0.14 (pour un mélange de 50% de sable et 50% de limon) à 0.40 (pour le sable propre et le limon pure). Ils ont montré aussi que pour une fraction de fines quelconque, il y a une diminution de la résistance avec l'augmentation de l'indice des vides interfine (Figure 1.40).



**Figure 1.40 :** Variation de la résistance cyclique avec l'indice des vides interfine pour le sable de (a) Monterey (b) sable de Yatesville (Polito., 1999).

### 1.8.2.4 Influence de l'indice des vides équivalent

Figure 1.41 montre l'influence de l'indice des vides équivalent sur la résistance cyclique à liquéfaction de sable Monterey mélangé avec les fines de Yatesville. (Rahman et al., 2008) ont constaté que la résistance cyclique diminue avec l'augmentation de l'indice des vides équivalent ( $e^*$ ) et une relation logarithmique unique peut exprimer entre la résistance cyclique et les fines.



**Figure 1.41 :** Influence de l'indice de vides équivalent sur la résistance non drainée (Rahman et al., 2008).

### 1.8.3 Influence de la pression de confinement

Des essais réalisés par Verdugo présentés par (Yoshimine et Ishihara., 1998) pour des contraintes de consolidation variant entre 100 et 3000 kPa confirment l'augmentation du caractère contractant avec l'augmentation de la contrainte de consolidation (Figure 1.42).

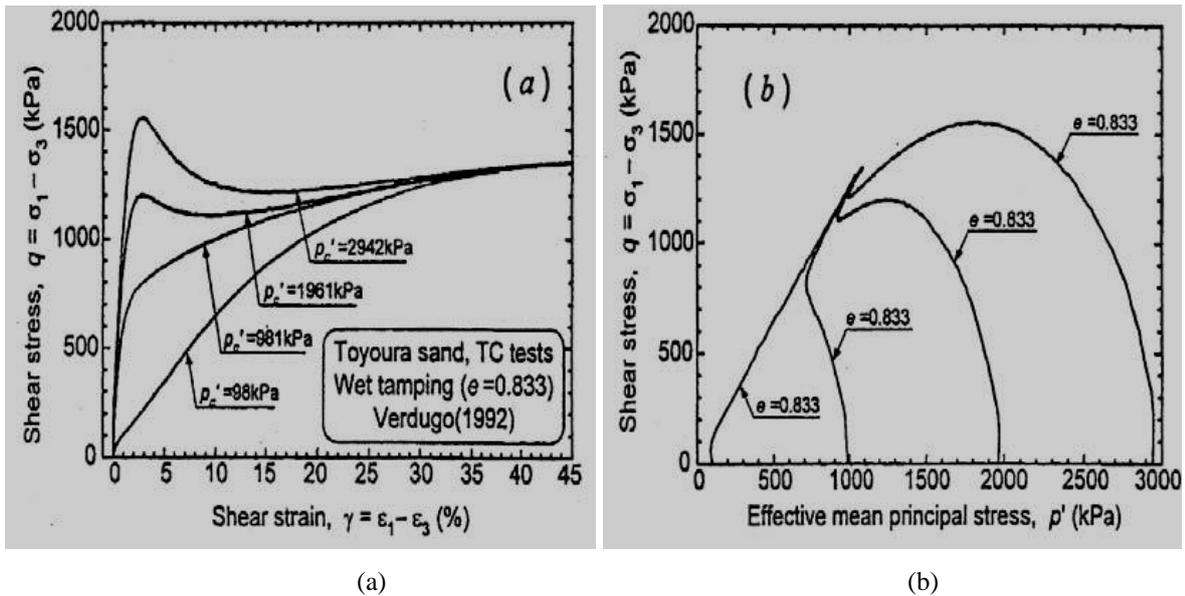


Figure 1.42 : Influence de la contrainte de consolidation sur l'évolution du comportement non drainé (Yoshimine et Ishihara., 1998).

D'autre part, (Bouckovalas et al., 2002) ont trouvé que la résistance à la liquéfaction est très influencée par la contrainte de confinement avec la présence des fines. Les résultats obtenus (Figure 1.43) montrent que la résistance à la liquéfaction cyclique augmente avec l'augmentation de teneur en fines pour une contrainte de confinement de 49 kPa (Figure 1.43a), par contre, il y a une diminution de résistance cyclique avec l'augmentation de teneur en fines pour la pression de confinement 196 kPa (Figure 1.43b).

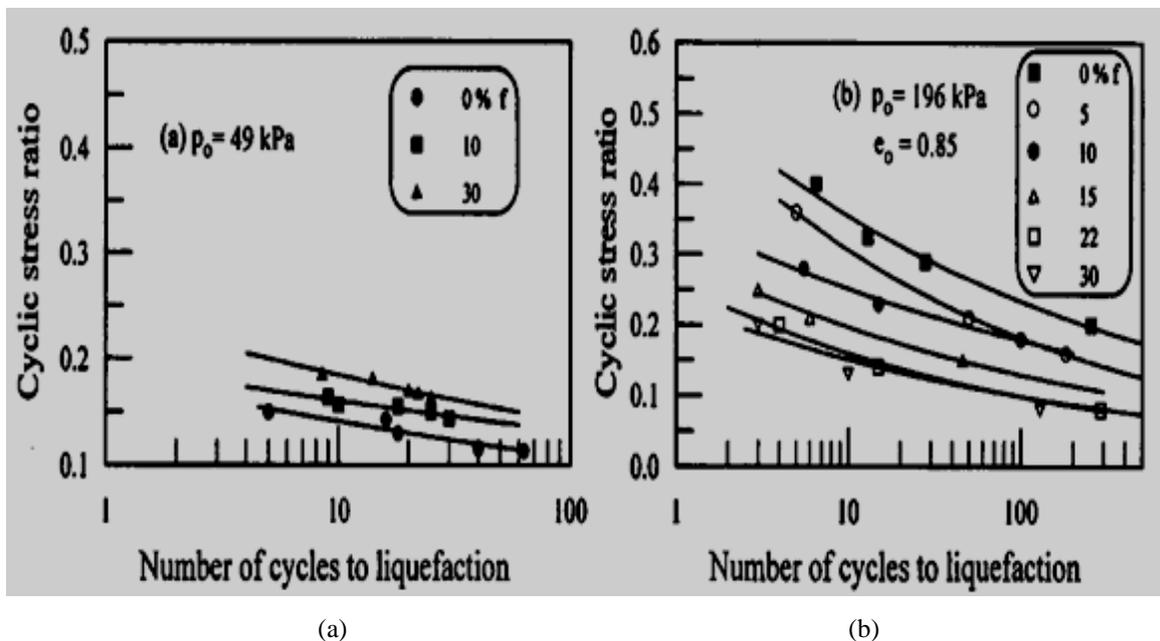


Figure 1.43 : Effet de fraction des fines et de pression de confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002).

### 1.8.4 Influence de la saturation

Des essais sur la liquéfaction ont été effectués par (Yochimi et al., 1989) sur le sable de Toyoura de densité moyenne ( $D_r = 60\%$ ) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation. Ils ont constaté que pour un coefficient de saturation de Skempton  $B$  supérieur à 0,8, il suffit d'appliquer trois cycles pour avoir la liquéfaction ; par contre, il faut huit cycles pour avoir la liquéfaction du sol ayant un coefficient de saturation de Skempton  $B$  proche de 0,5 (Figure 1.44).

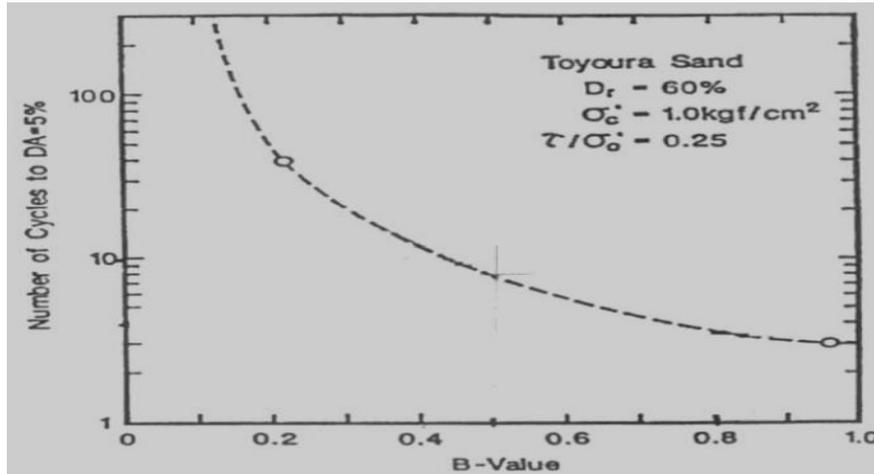


Figure 1.44 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol (Yochimi et al. 1989).

(Della et al., 2011) ont réalisé des essais non drainés sur le sable de Chlef à une densité relative ( $D_r=50\%$ ) soumis à une pression de confinement ( $p'_c=100 \text{ kPa}$ ) dans le but d'étudier l'influence de la saturation en fonction du coefficient de Skempton ( $B$ ) sur le comportement non drainé d'un sol granulaire. Ils ont trouvé que l'augmentation de coefficient de Skempton induit une diminution de résistance non drainée du sol de Chlef (Figure 1.45).

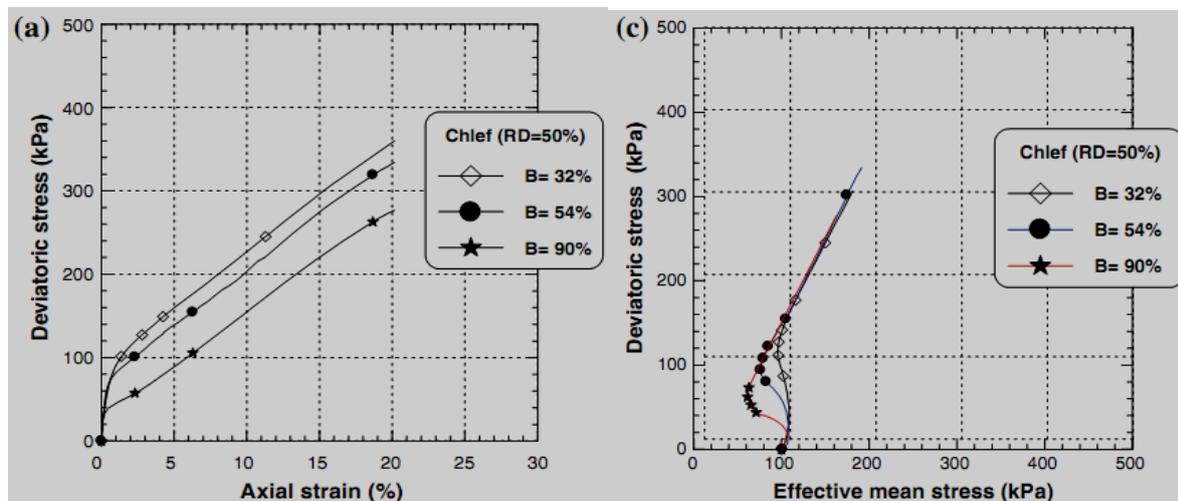


Figure 1.45 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol (Della et al., 2011).

### 1.8.5 Influence de l'histoire de pré-chargement

Dans la littérature, plusieurs études sur la liquéfaction statique et cyclique ont révélé le rôle majeur que joue l'histoire de pré-chargement dans le changement du comportement des sols. Les analyses menées au cours de ces nombreuses études se sont orientées vers différentes voies, et diverses conséquences du pré-chargement ont été examinées pour étudier son influence sur la résistance à la liquéfaction. (Hyodo et al., 1991) ont montré à partir des essais réalisés pour différentes valeurs de contrainte initiale et avec deux densités relatives initiales telles que ( $D_r = 50\%$  et  $70\%$ ) que la résistance à la liquéfaction s'améliore d'une manière sensible avec l'augmentation du cisaillement initial (Figure 1.46).

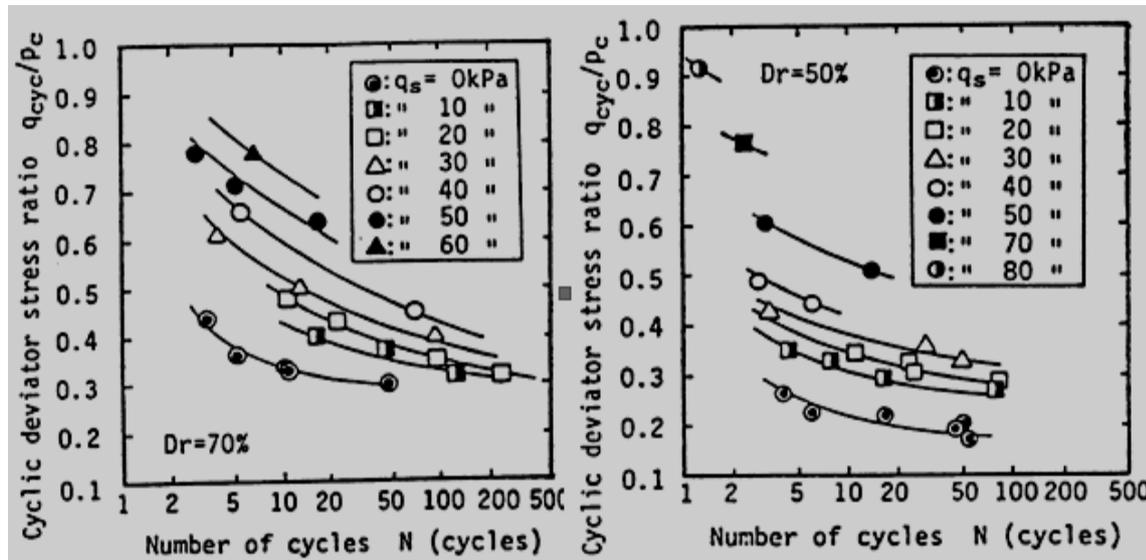
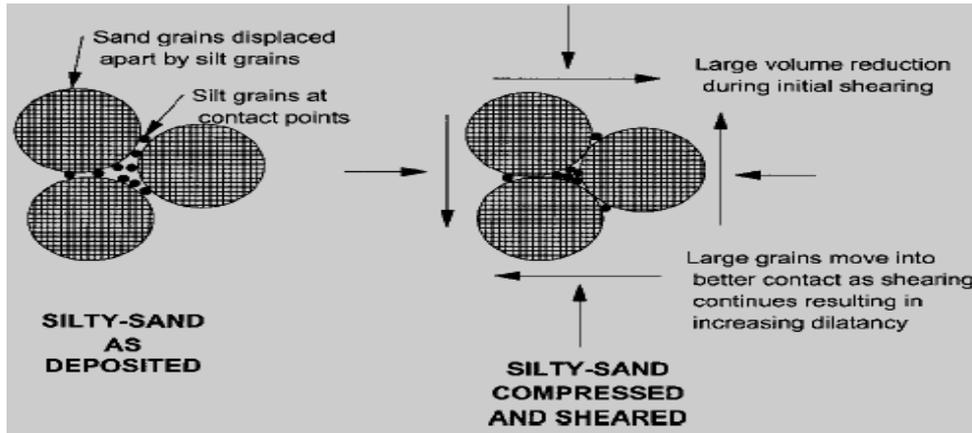


Figure 1.46 : Influence du pré-chargement sur la résistance à la liquéfaction (Hyodo et al., 1991).

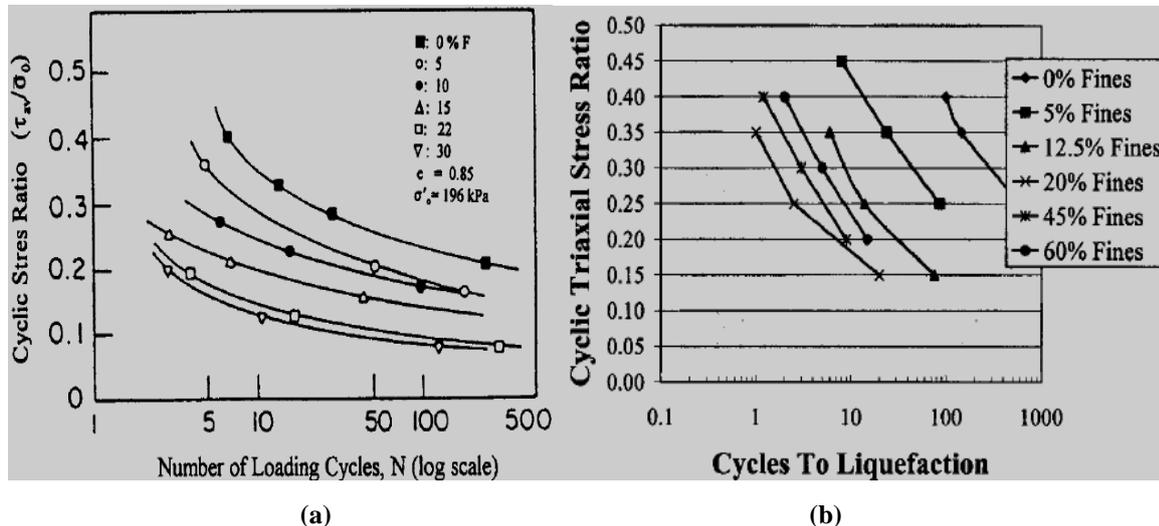
### 1.8.6 Influence des fines

Le comportement d'un mélange sable-limon dépend principalement de la teneur en fines. En effet, (Lade et Yamamuro., 1997) ont expliqué que le mélange de matrice sableuse avec la matrice des fines est l'origine d'une structure particulière très compressible qui se crée entre les particules les plus petites et les plus grandes du sol. En fait, les fines se posent au début au point de contact entre les grains. Après le cisaillement, les fines ont une tendance à occuper les espaces vides compressibles du sable lâche à faible pourcentage des fines (Figure 1.47).



**Figure 1.47** : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure  
(Lade et Yamamuro., 1997)

(Troncoso., 1990) a comparé la résistance au cisaillement cyclique d'un sable mélangé à différentes teneurs en fines (limon) de 0 à 30 % avec un indice de vides initial constant (0.85), il a trouvé que la résistance au cisaillement cyclique diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. D'autre part, (Koester., 1994) a montré à partir des résultats obtenus sur des échantillons de densité moyenne, avec une variation de la fraction des fines (0 à 60%) et indice du vide initial de 0,48 que la résistance cyclique diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. Les résultats sont semblables à ceux obtenus par (Troncoso 1990) jusqu'à 20% de fines ; si la teneur en fines dépasse 20%, la résistance au cisaillement cyclique augmente (Figure 1.48).



**Figure 1.48** : Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction  
(a)-(Troncoso., 1990) (b)-(Koester., 1994).

(Benghalia et al., 2014) ont réalisé des essais cycliques sur deux sables tels que le sable de Chlef et sable d’oued Rass à pour but d’étudier l’influence des fines peu plastiques sur le comportement cyclique des sables. Ils ont trouvé que la résistance cyclique du sable diminue avec la diminution des fines jusqu’à une valeur limite  $f_{thre}=5\%$  puis la résistance cyclique augmente avec l’augmentation des fines peu plastiques (Figure 1. 49).

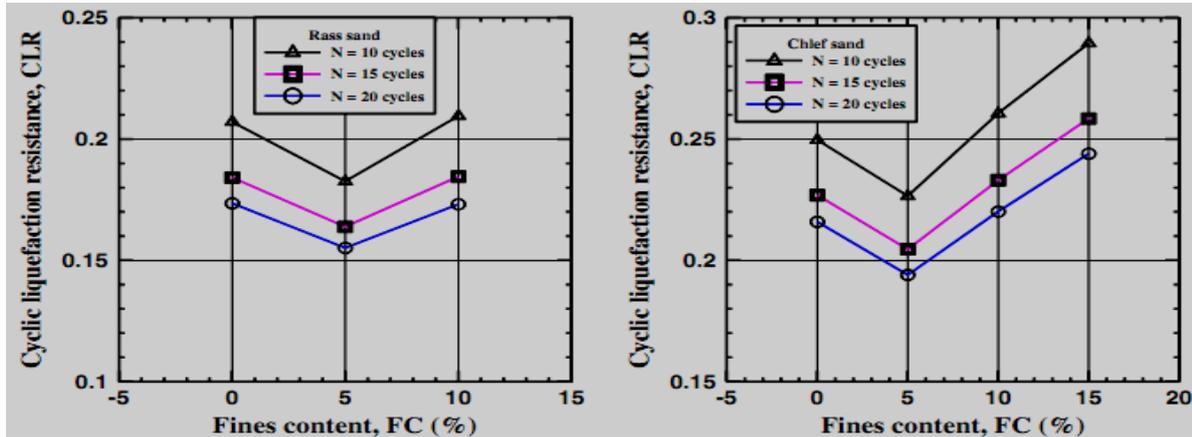


Figure 1.49 : Effet de fines peu plastiques sur la résistance à la liquéfaction cyclique (Benghalia et al., 2014).

### 1.8.7 Influence de l’état de contrainte initiale

L’état de contrainte initial d’un élément du sol au repos à une profondeur H, est défini par les contraintes effectives  $\sigma'_h$  et  $\sigma'_v$  régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s’appliquent respectivement sur la facette verticale et sur la facette horizontale.

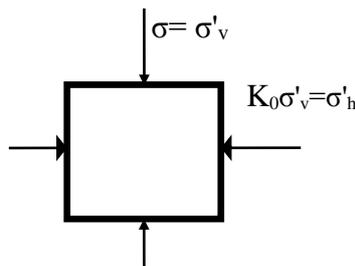


Figure 1.50 : Etat de contrainte initial d’un élément de sol au repos.

$K_0$ = Coefficient des terres au repos,  $\sigma'_h$ = Contrainte effective horizontale,  $\sigma'_v$ = Contrainte effective verticale.

Les valeurs du coefficient des terres au repos  $K_o = \sigma'_h / \sigma'_v$  ont également un impact sur la résistance au cisaillement cyclique, sur (Figure 1.51) établie par (Seed et Peacock., 1971) qu’ils ont constaté que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec augmentation de  $K_0$ .

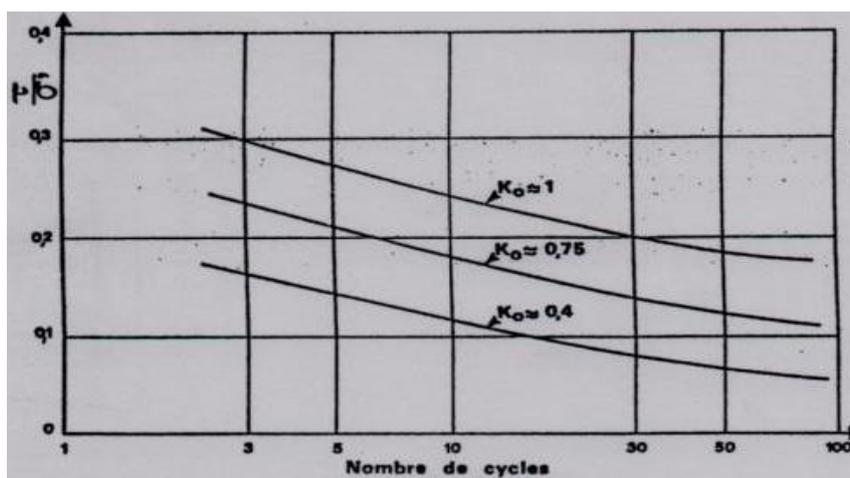


Figure 1.51 : Influence du coefficient de terre au repos ( $K_0$ ) sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock., 1971).

### 1.8.8 Influence de mode de dépôt

L'histoire des contraintes et le mode de déformations des sols confèrent à caractériser la structure par un certain type d'arrangement et une certaine forme des grains. Dans le laboratoire, on constate plusieurs arrangements des grains obtenus par différents modes qui mettent en évidence leur influence sur la résistance à la liquéfaction. (Pecker., 1984) a étudié l'influence de l'arrangement des grains sur la résistance à liquéfaction. En effet, il a observé que la résistance à la liquéfaction est beaucoup plus prononcée pour les contraintes de cisaillement élevées et elle peut passer du simple au double entre un arrangement minimal et un arrangement maximal, comme le montre (Figure 1.52). (Zlatovic and Ishihara.,1995) ont montré que la pluviométrie à sec favoriserait l'initiation de la liquéfaction par rapport au sédimentation en tenant compte que la résistance au cisaillement du mélange diminue avec l'augmentation de la fraction des fines pour la pluviométrie, par contre la résistance diminue jusqu'à une teneur en fines  $F_c = 30\%$  puis elle ré-augmente pour la sédimentation. (Vaid et al., 1999) ont mis en évidence une différence de comportement pour trois modes de préparation différents ; le damage humide, la pluviométrie sous air et la pluviométrie sous eau. Ils ont trouvé que le dépôt humide produit des structures non uniformes qui peuvent remettre en question l'interprétation des résultats au laboratoire et, qu'en revanche, la pluviométrie sous eau est le mode de préparation qui se rapproche le plus des dépôts alluvionnaires naturels et le mieux adapté pour les analyses de liquéfaction.

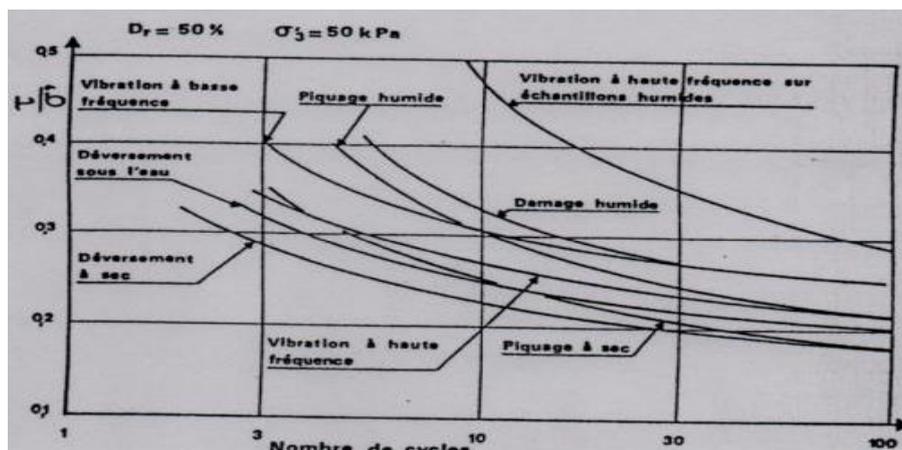


Figure 1.52 : Influence de la structure sur la résistance cyclique du sol (Pecker., 1984).

### 1.8.9 Influence de la conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique ( $k$ ) est un facteur important dans l'initiation du phénomène de la liquéfaction. Dans le cas d'une conductivité moyenne à élever, la dissipation des pressions interstitielles peut-être suffisamment rapide pour empêcher le développement de la liquéfaction. Dans le cas de sols granulaires présentant une conductivité hydraulique plus faible, la susceptibilité est normalement plus élevée. Plusieurs auteurs (Zlatovic et Ishihara., 1995, Lade et Yamamuro., 1997, Thevanayagam et al., 1997, Thevanayagam., 1998, Yamamuro et Lade., 1998, Amini et Qi., 2000, Naeini., 2001, Naeini et Baziar., 2004, Dash et Sitharam., 2009) ont constaté que les sables limoneux sont plus liquéfiables par rapport aux sables propres. (Belkhatir et al., 2012) ont étudié l'influence de la conductivité hydraulique d'un sable limoneux sur la résistance à la liquéfaction. Ils ont conclu que l'effet de conductivité hydraulique sur la résistance au cisaillement non drainée est très significatif, donc la diminution de logarithme  $k_{sat}$  induit une diminution de la résistance au cisaillement non drainée avec l'augmentation de la fraction des fines pour des valeurs de densité ( $D_r=20\%$  et  $D_r=90\%$ ) (Figure 1.53).

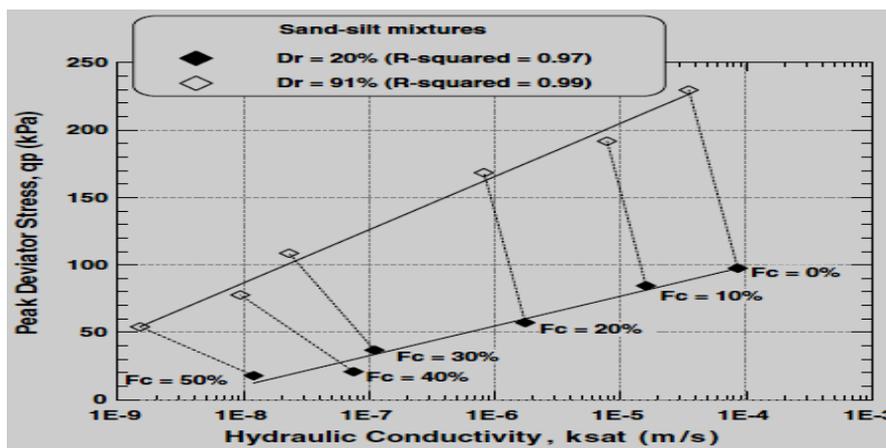


Figure 1.53 : Effet de conductivité hydraulique sur la résistance au cisaillement non-drainé (Belkhatir et al., 2012).

## 1.9. Conclusion

L'étude de phénomène de liquéfaction est très importante pour caractériser le comportement soumis aux divers chargements que ce soit monotones et cycliques, donc l'étude des caractéristiques de déformation et la résistance au cisaillement non drainée des sols, particulièrement, les sables et les sables limoneux. La liquéfaction est la perte de résistance de sol due principalement à l'augmentation significative de la pression interstitielle de l'eau sur les particules des grains du sable ou bien le mélange du sable-limon. Cette augmentation participe à la séparation des forces inter-particules des grains entre eux conduisant une diminution de résistance au cisaillement du sol. Ce phénomène dépend de plusieurs paramètres, notamment, la densité relative, le confinement, la granulométrie, la forme des grains, la présence des fines, les indices des vides, l'histoire de pré-charge et des déformations, le degré de saturation, structure de sol, l'état de contrainte initiale, les caractéristiques granulométriques, la conductivité hydraulique...etc.

Donc pour comprendre bien le phénomène de la liquéfaction statique ou cyclique de sol, nous avons besoin de faire une analyse expérimentale en laboratoire pour la détermination des paramètres influençant le comportement de ces sols. Parmi ces paramètres ; la forme et taille des grains du sable ou le mélange sable-limon qui est l'un des facteurs qui influent sur la susceptibilité à la liquéfaction et elles sont parmi l'un des sujets plus important pour analyser, aménager, renforcer et stabiliser les sols dans le domaine de géotechnique.

Dans les chapitres suivants, on présente les essais mécaniques monotones réalisés à l'aide d'un appareil triaxial concernant l'influence de la forme et taille des grains sur le comportement non drainé et l'instabilité des mélanges sable-limon considérés.

## **CHAPITRE 2**

# **DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROCEDURE DE L'ESSAI**

---

Dans le deuxième chapitre, nous présentons le dispositif expérimental utilisé dans cette étude et la procédure de l'essai à l'appareil triaxial en vue d'étudier la susceptibilité à liquéfaction des échantillons reconstitués avec des grains de différentes formes et tailles. Nous discutons ensuite la méthode adoptée pour la préparation de ces échantillons. Enfin, les différents matériaux utilisés dans cette étude et leurs caractéristiques liés à la réalisation de nos essais sont décrites.

---

## 2.1 Dispositif expérimental

L'appareil triaxial a été largement utilisé pour la réalisation des différents d'essais mécaniques dans les études géotechniques au vu des avantages qu'il présente (Baldi et al., 1984) :

- 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 mesure de la pression interstitielle ;
- la facilité des mesures des déformations axiales et volumiques.

Le dispositif expérimental utilisé dans cette étude est composé par :

- Une cellule triaxiale qui consiste une enceinte cylindrique, un couvercle et deux embases (inférieure et supérieure) d'ayant une forme circulaire, fabriquées en acier inoxydable poli, avec un diamètre élargi de 100 mm. Le drainage est assuré par l'intermédiaire d'une pastille en bronze fritté de 20 mm de diamètre, positionnée au centre de l'embase ;
- Une presse électromécanique qui permet l'application des déformations axiales avec des vitesses comprises entre quelques microns par minute à 5mm/minute ;
- Des systèmes de saturation, de consolidation, de mesure et de contrôle et d'acquisition de données ; ces mesures de (déformation axiale, déformation volumique et pression interstitielle de l'eau) ont été exécutées au cours de l'essai, en utilisant un capteur LVDT « Linear Variable Differential Transformer » pour pouvoir déterminer l'état de contraintes et de déformations de l'échantillon testé. Les données des essais sont enregistrées dans un (graphtec) qui prend les valeurs des mesures en (millivolt) (Figure 2.1).



Figure 2.1 : Appareil triaxial

## 2.2 Procédure d'essai

### 2.2.1 Différentes phases de préparation d'un essai triaxial

Les principales phases de préparation d'un essai triaxial se déroulent comme suit :

1. Préparation de l'échantillon : Cette phase comprend plusieurs étapes :
  - la mise d'une membrane d'épaisseur de 0.45 mm sur l'embase inférieure ;
  - l'assemblage du moule et le rabattement de la membrane sur celui-ci ;
  - la fabrication de l'échantillon par la méthode pluviation à sec ;
  - le montage de la tête supérieure de l'échantillon, suivi par le démoulage. Un vide de 10 kPa est appliqué à l'intérieur de l'échantillon avant le démoulage pour assurer sa stabilité.
  
2. Les mesures des dimensions de l'échantillon, pour la détermination de l'indice des vides Initial ( $e_0$ ) :
  - Prendre la moyenne de 15 mesures de diamètre d'échantillon (5 mesures pour 3 directions) ;
  - Prendre la moyenne de 3 mesures d'hauteur pour déduire le périmètre de l'échantillon.
3. Le montage de la cellule triaxiale consistant à la déposition de la cellule en plexiglass et de l'embase supérieure, ainsi que le serrage des tubes assurant sa fixation en empêchant toute excentricité.
4. Le remplissage de la cellule par l'eau jusqu'en haut de l'échantillon, et l'application d'une pression de confinement de 40 kPa tout en annulant le vide à l'intérieur de l'échantillon. Cette pression assurera la stabilité de l'échantillon au cours de la phase de saturation.
5. La saturation par CO<sub>2</sub> et par l'eau.
6. La mesure du coefficient de Skempton B pour vérifier la saturation de l'échantillon.
7. La consolidation et le cisaillement de l'échantillon.

### 2.2.2 Méthode de préparation de l'échantillon

Avant de présenter la méthode adoptée dans cette étude pour la réalisation d'échantillons. La technique de reconstitution des échantillons en laboratoire doit satisfaire certaines conditions (Kuerbis et al., 1988) :

- l'homogénéité des échantillons, ou en d'autres termes une densité homogène au sein de l'éprouvette ;
- la possibilité de réalisation d'échantillons dans une plage très large de densité ;
- la reproduction du mode de déposition naturel des sols ;
- la conservation des grains du matériau intact et sans rupture au cours de la fabrication ;

– la reproductibilité et la répétabilité.

Le choix d'une méthode ne dépend pas seulement de l'échantillon souhaité mais aussi du dispositif expérimental existant dans laboratoire. Nous fabriquons nos échantillons selon la technique de pluviation à sec qui est l'avantage dans cette méthode est qu'elle donne un échantillon uniforme et homogène en ajustant la hauteur de pluviation.

### **2.2.3 Saturation**

La saturation de nos échantillons s'effectue en trois étapes :

1-Circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage vers l'échantillon à faible débit pendant 30min, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon.

2-Circulation d'eau désaérée pendant quelques heures à l'aide d'une bonbonne d'eau désaérée situé à un niveau plus élevé que celui de l'échantillon. L'eau s'écoule à travers l'échantillon de bas en haut. Les circuits de drainage sont ouverts pendant la circulation.

3- Augmentation par rampe de 15 kPa de la pression de confinement et la pression interstitielle en parallèle, nous vérifions ensuite la valeur du coefficient de Skempton (Skempton, 1954). Cette méthode est utilisée pour améliorer la saturation par diminution de volume et dissolution des bulles de gaz grâce à l'augmentation de la pression d'eau. Tous nos échantillons sont saturés avec  $B = 96\%$  ce qui implique que ces échantillons sont suffisamment saturés.

### **2.2.4 Consolidation**

Une consolidation isotrope à 100 kPa ayant pour but de dissoudre le reste de  $CO_2$  et assurer une saturation quasi complète de l'échantillon. La pression interstitielle et la pression de cellule sont augmentées simultanément au cours de cette phase en gardant un pas de pression effective de 20 kPa (entre la pression interstitielle et la pression de cellule) jusqu'à atteindre une pression interstitielle de 200 kPa (utilisée dans cette étude) et une pression de cellule de 300kPa. Au cours de cette phase, on doit observer toute variation du volume de l'échantillon jusqu'à ce qu'elle devienne constante.

### **2.2.5 Cisaillement**

Tous les essais non drainés sont cisailés avec une même vitesse (0.2 mm/min) et ils sont continués jusqu'à une déformation axiale de 25%. Les pressions « pression interstitielle de l'eau et pression de cellule » et les déformations axiales et volumiques appliquées sont produites durant l'essai et sont mesurées à l'aide des capteurs et contrôleurs.

### 2.3 Matériaux utilisés

Les essais en laboratoire ont été effectués sur 5 types de mélanges : 1<sup>er</sup> type : sable de Chlef (d'une forme arrondie et  $D_{\max}=2\text{mm}$ ), 2<sup>ème</sup> type : sable moyen de Chlef (d'une forme arrondie et  $D_{\max}=0.63\text{mm}$ ), 3<sup>ème</sup> type : sable fin de Chlef (d'une forme arrondie et  $D_{\max}=0.25\text{mm}$ ), 4<sup>ème</sup> type : sable de Fontainebleau (d'une forme semi-arrondie et  $D_{\max}=1\text{mm}$ ) et 5<sup>ème</sup> type : sable d'Hostun (d'une forme semi-anguleuse et  $D_{\max}=0.63\text{mm}$ ). Ces 5 types de sable sont mélangés avec un sol fin provenant de sable de Chlef (d'une forme arrondie et  $D_{\max}=0.08\text{mm}$ ) avec un indice de plasticité  $I_p=5\%$  « peu plastique » pour une gamme de teneur en fines (de  $F_c=0\%$  à  $F_c=40\%$ ). Les propriétés des matériaux utilisés sont présentées dans les tableaux (2.1 à 2.6). Les courbes granulométriques des échantillons examinés sont montrées sur la Figure (2.2). Les variations des indices des vides avec la teneur en fines sont présentées dans la Figure (2.3). Selon cette figure, les indices des vides ( $e_{\max}$  et  $e_{\min}$ ) diminuent avec l'augmentation de teneur de fines jusqu'à un seuil de  $F_c = 30\%$ . Cette diminution pourrait être expliquée par le fait que les grains de limon (fines peu plastiques) agissent en tant que vides et par conséquent les indices des vides des mélanges diminuent. Au delà de ce seuil, les indices des vides extrêmes ( $e_{\max}$  et  $e_{\min}$ ) augmentent avec l'augmentation de la fraction de fines. L'augmentation des indices des vides des mélanges indiquent clairement que les fines peu plastiques participent effectivement à la structure du mélange du sable-limon. Les données liées aux indices des vides globaux sont illustrées sur la Figure (2.4) afin de déterminer l'influence de fines peu plastiques. On note que l'indice des vides global maximal ( $e_{\max}$ ) augmente généralement avec l'augmentation de l'indice des vides global minimal ( $e_{\min}$ ) pour la fraction de fines de 0 % à de 100 % et une relation linéaire peut exprimer la corrélation entre les deux indices des vides ( $e_{\max}$  et  $e_{\min}$ ). Les résultats trouvés sont en bon accord avec les résultats de (Yilmaz et Mollamahmutoglu., 2009).

**Tableau 2.1** : Propriétés physiques des sables

Propriétés physiques	Sable de Chlef	Sable moyen de Chlef	Limon de Chlef	Sable fin de Chlef	Sable de Fontainebleau	Sable d'Hostun
Gs	2,652	2,655	2,667	2,664	2,642	2,650
$D_{\max}$ (mm)	2,000	0,630	0,080	0,250	1,000	0,630
$D_{10}$ (mm)	0,266	0,270	-	0,094	0,204	0,258
$D_{50}$ (mm)	0,596	0,413	0,023	0,155	0,558	0,369
$D_{30}$ (mm)	0,431	0,344	0,007	0,124	0,381	0,313
$D_{60}$ (mm)	0,700	0,448	0,033	0,173	0,646	0,397
$C_u$ (-)	2,634	1,658	-	1,852	3,157	1,536
$C_c$ (-)	0,999	0,979	-	0,995	1,099	0,960

$e_{max}$ (-)	0,795	0,878	1,563	1,016	0,950	1,021
$e_{min}$ (-)	0,632	0,665	0,991	0,774	0,645	0,646
$e$ (-)	0,710	0,767	1,266	0,890	0,792	0,826
USCS	SP	SP	ML	SP	SP	SP
$W_L$ (%)	-	-	31,72	-	-	-
$W_p$ (%)	-	-	26,71	-	-	-
$I_p$ (%)	-	-	5	-	-	-
Forme des grains	Arrondie	Arrondie	Arrondie	Arrondie	Semi-arrondie	Semi-anguleuse

**Tableau 2.2** : Propriétés physiques du mélange sable de Chlef-limon de Chlef

Propriétés physiques	Mélange sable de Chlef-limon de Chlef			
	10%	20%	30%	40%
Fc (%)	10%	20%	30%	40%
Gs	2,654	2,655	2,657	2,658
$D_{10}$ (mm)	0,078	0,023	0,010	0,003
$D_{30}$ (mm)	0,369	0,235	0,087	0,065
$D_{50}$ (mm)	0,549	0,488	0,420	0,236
$D_{60}$ (mm)	0,643	0,614	0,535	0,394
$C_u$ (-)	8,202	27,24	54,32	120,51
$C_c$ (-)	2,699	3,997	1,438	3,300
$e_{max}$ (-)	0,704	0,697	0,687	0,759
$e_{min}$ (-)	0,536	0,458	0,449	0,505
$e$ (-)	0,616	0,573	0,564	0,627

**Tableau 2.3** : Propriétés physiques du mélange sable moyen de Chlef -limon de Chlef

Propriétés physiques	Mélange sable moyen de Chlef-limon de Chlef			
	10%	20%	30%	40%
Fc (%)	10%	20%	30%	40%
Gs	2,656	2,657	2,659	2,660
$D_{10}$ (mm)	0,079	0,023	0,010	0,003
$D_{30}$ (mm)	0,315	0,275	0,183	0,099
$D_{50}$ (mm)	0,392	0,370	0,329	0,286
$D_{60}$ (mm)	0,430	0,413	0,381	0,346
$C_u$ (-)	5,427	18,06	38,93	105,73
$C_c$ (-)	2,908	8,005	8,982	8,728
$e_{max}$ (-)	0,823	0,796	0,789	0,838
$e_{min}$ (-)	0,574	0,513	0,471	0,505
$e$ (-)	0,694	0,649	0,624	0,665

**Tableau 2.4** : Propriétés physiques du mélange sable fin de Chlef -limon de Chlef

Propriétés physiques	Mélange sable fin de Chlef-limon de Chlef			
	10%	20%	30%	40%
Fc (%)	10%	20%	30%	40%
Gs	2,665	2,666	2,667	2,668
$D_{10}$ (mm)	0,078	0,024	0,009	0,003
$D_{30}$ (mm)	0,117	0,083	0,069	0,060
$D_{50}$ (mm)	0,150	0,138	0,130	0,122
$D_{60}$ (mm)	0,174	0,165	0,161	0,153
$C_u$ (-)	2,24	6,75	18,26	46,78
$C_c$ (-)	1,018	1,71	3,36	7,29

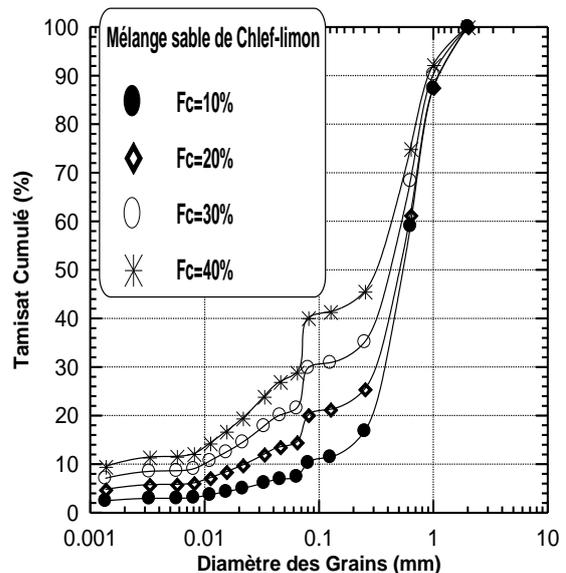
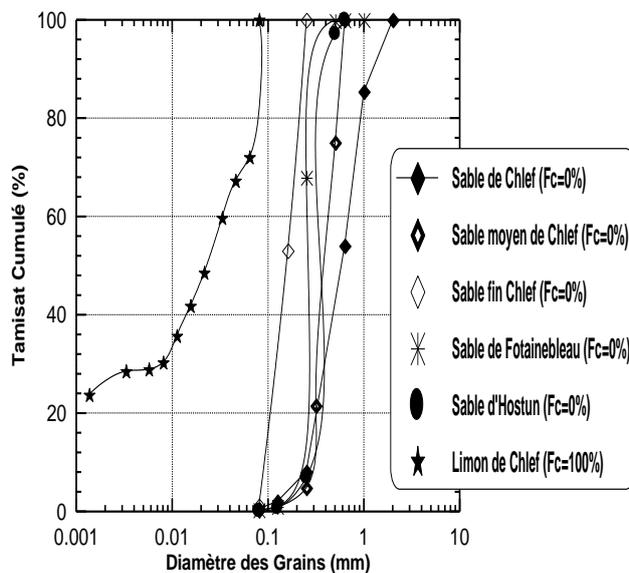
$e_{max}$ (-)	0,978	0,950	0,947	1,012
$e_{min}$ (-)	0,726	0,672	0,637	0,668
$e$ (-)	0,847	0,805	0,786	0,833

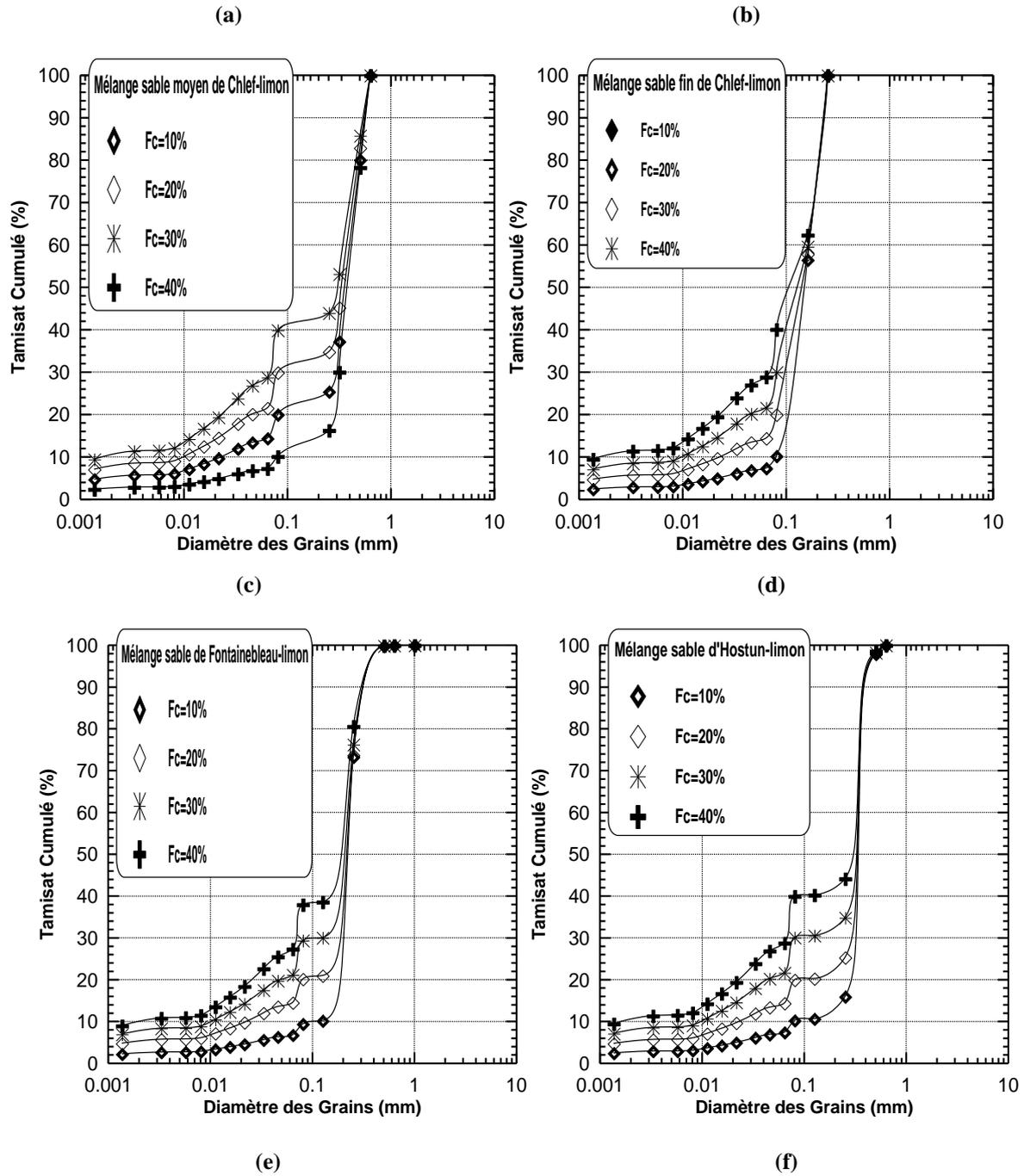
**Tableau 2.5 :** Propriétés physiques du mélange sable de Fontainebleau-limon de Chlef

Propriétés physiques	Mélange sable de Fontainebleau-limon de Chlef			
Fc (%)	10%	20%	30%	40%
Gs	2,645	2,647	2,649	2,652
D <sub>10</sub> (mm)	0,08	0,023	0,019	0,012
D <sub>30</sub> (mm)	0,288	0,240	0,237	0,231
D <sub>50</sub> (mm)	0,492	0,457	0,455	0,451
D <sub>60</sub> (mm)	0,593	0,566	0,564	0,560
C <sub>u</sub> (-)	6,920	24,015	28,417	45,923
C <sub>c</sub> (-)	1,639	4,337	5,039	7,835
$e_{max}$ (-)	0,931	0,919	0,897	0,921
$e_{min}$ (-)	0,573	0,551	0,538	0,552
$e$ (-)	0,745	0,728	0,710	0,729

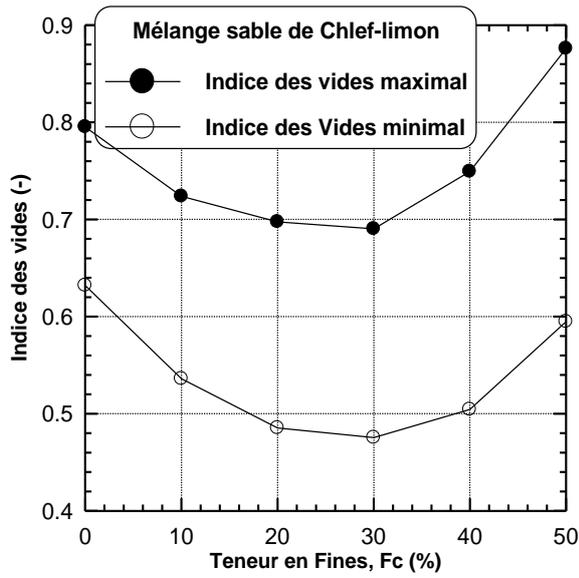
**Tableau 2.6 :** Propriétés physiques du mélange sable d'Hostun -limon de Chlef

Propriétés physiques	Mélange sable d'Hostun -limon de Chlef			
Fc (%)	10%	20%	30%	40%
Gs	2,651	2,653	2,655	2,657
D <sub>10</sub> (mm)	0,120	0,022	0,009	0,003
D <sub>30</sub> (mm)	0,292	0,144	0,109	0,102
D <sub>50</sub> (mm)	0,353	0,249	0,223	0,218
D <sub>60</sub> (mm)	0,384	0,301	0,281	0,276
C <sub>u</sub> (-)	3,197	13,129	28,763	84,442
C <sub>c</sub> (-)	1,855	3,038	4,355	11,573
$e_{max}$ (-)	0,918	0,873	0,838	0,862
$e_{min}$ (-)	0,604	0,592	0,576	0,603
$e$ (-)	0,755	0,727	0,703	0,727

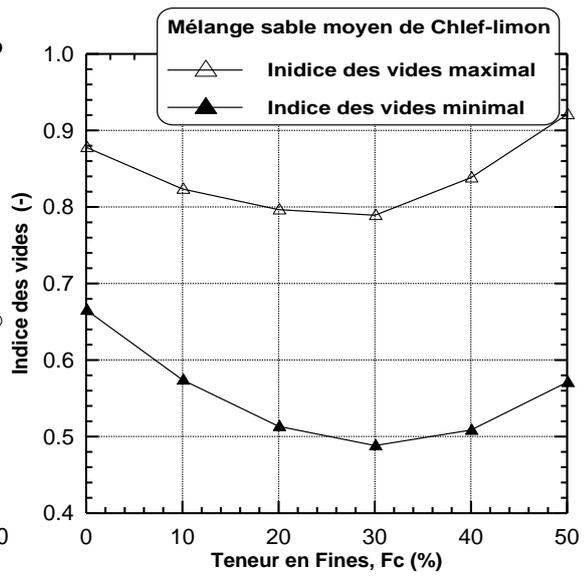




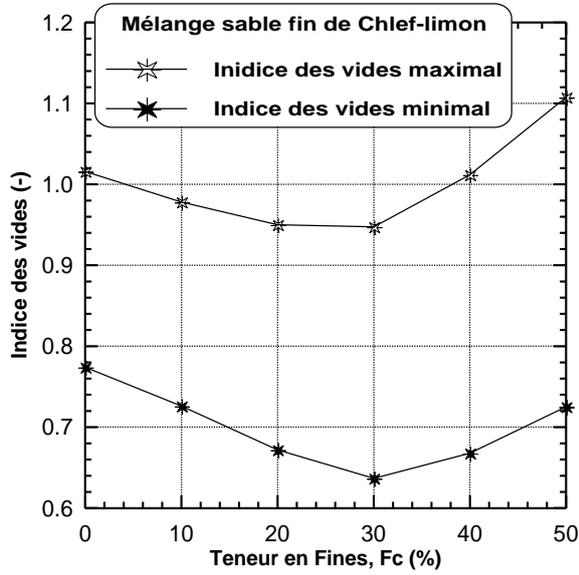
**Figure 2.2** : Courbes granulométriques des mélanges utilisés dans cette étude (a)- Sables ( $F_c=0\%$ ) (b)- Mélange sable-limon de Chlef (c)- Mélange sable moyen de Chlef-limon (d)- Mélange sable fin de Chlef-limon (e)- Mélange sable de Fontainebleau-limon (f) Mélange sable d'Hostun-limon



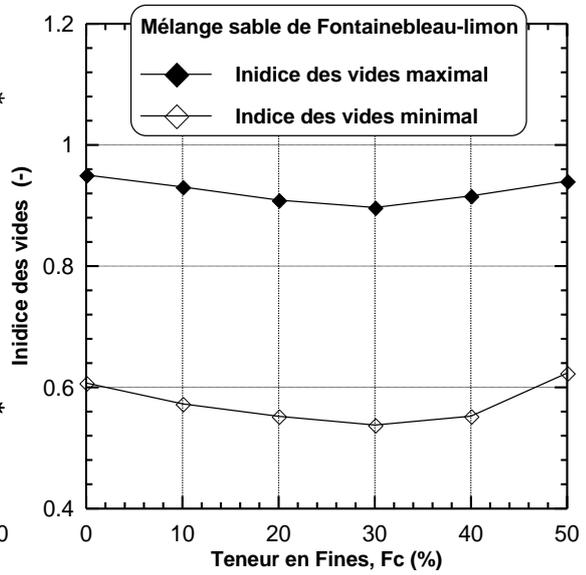
(a)



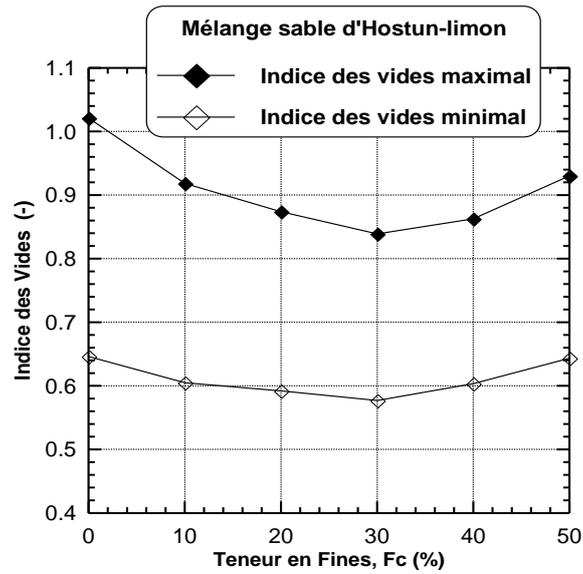
(b)



(c)

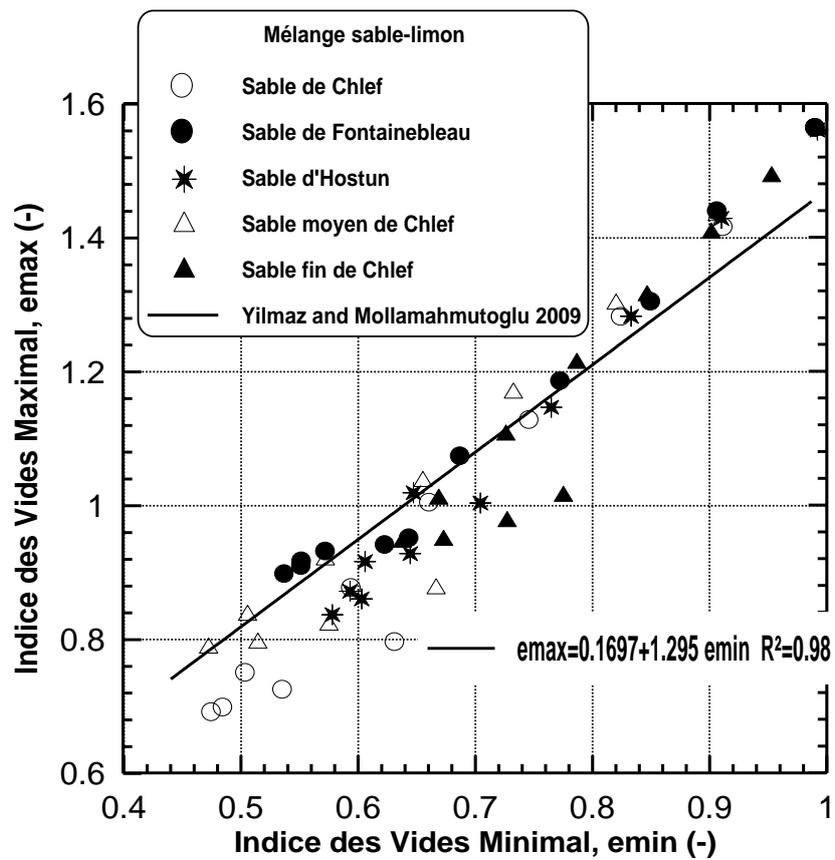


(d)



(e)

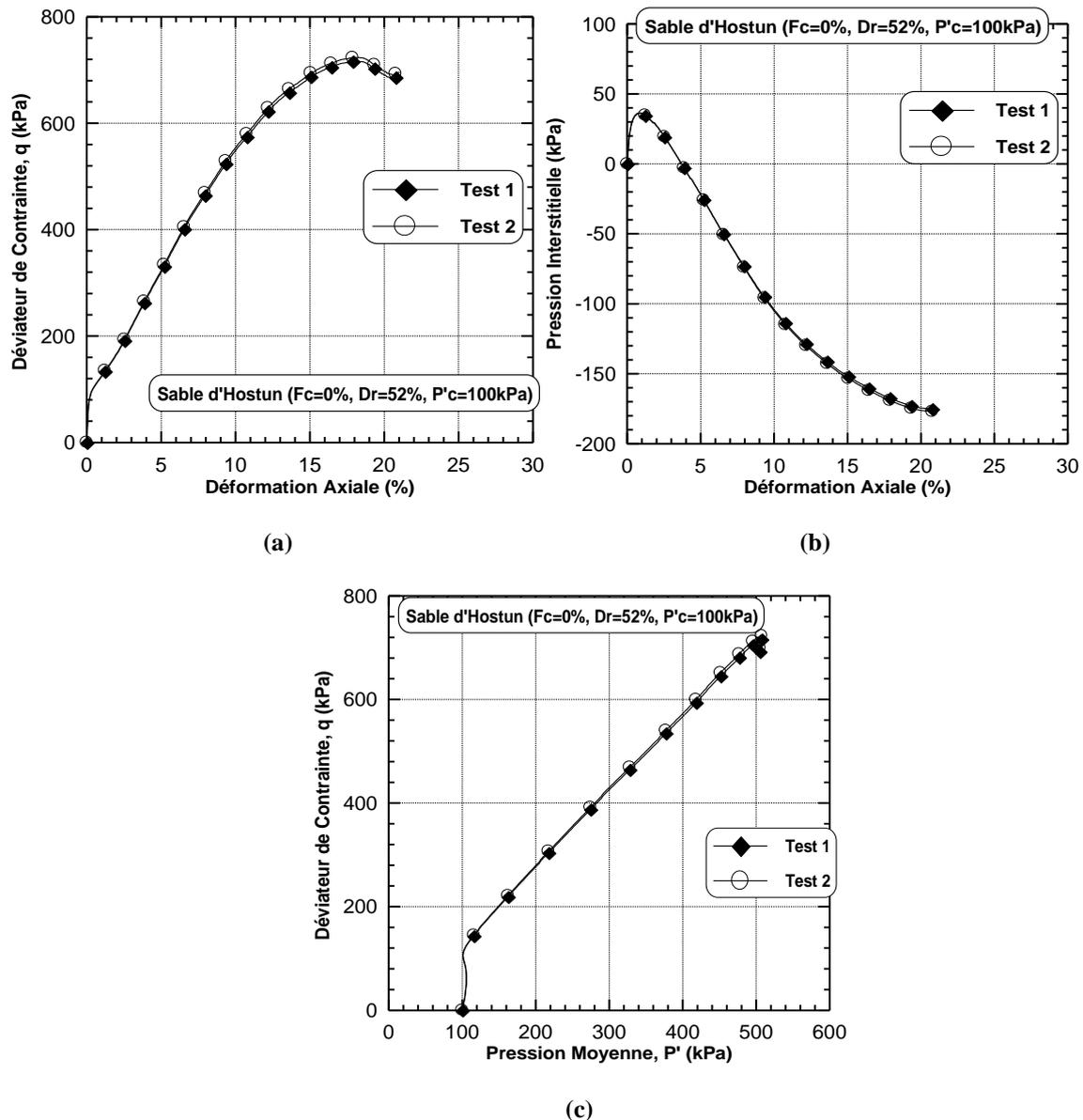
**Figure 2.3:** Variation des indices des vides extrêmes avec la teneur en fines des mélanges (a)- Mélange sable-limon de Chlef (b)- Mélange sable moyen de Chlef-limon (c)- Mélange sable fin de Chlef -limon (d)- Mélange sable de Fontainebleau-limon (e) Mélange sable d'Hostun-limon



**Figure 2.4 :** Variation de l'indice des vides global maximal avec l'indice des vides global minimal des sables limoneux

## 2.4. Répétabilité des essais

Afin de tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais triaxiaux non drainés sur le sable d'Hostun. Les échantillons saturés ( $B=96\%$ ) ont été reconstitués avec une densité  $D_r=52\%$  et soumis à une pression de confinement 100 kPa. Les résultats de ces essais sont présentés dans la (Figure 2.5). On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

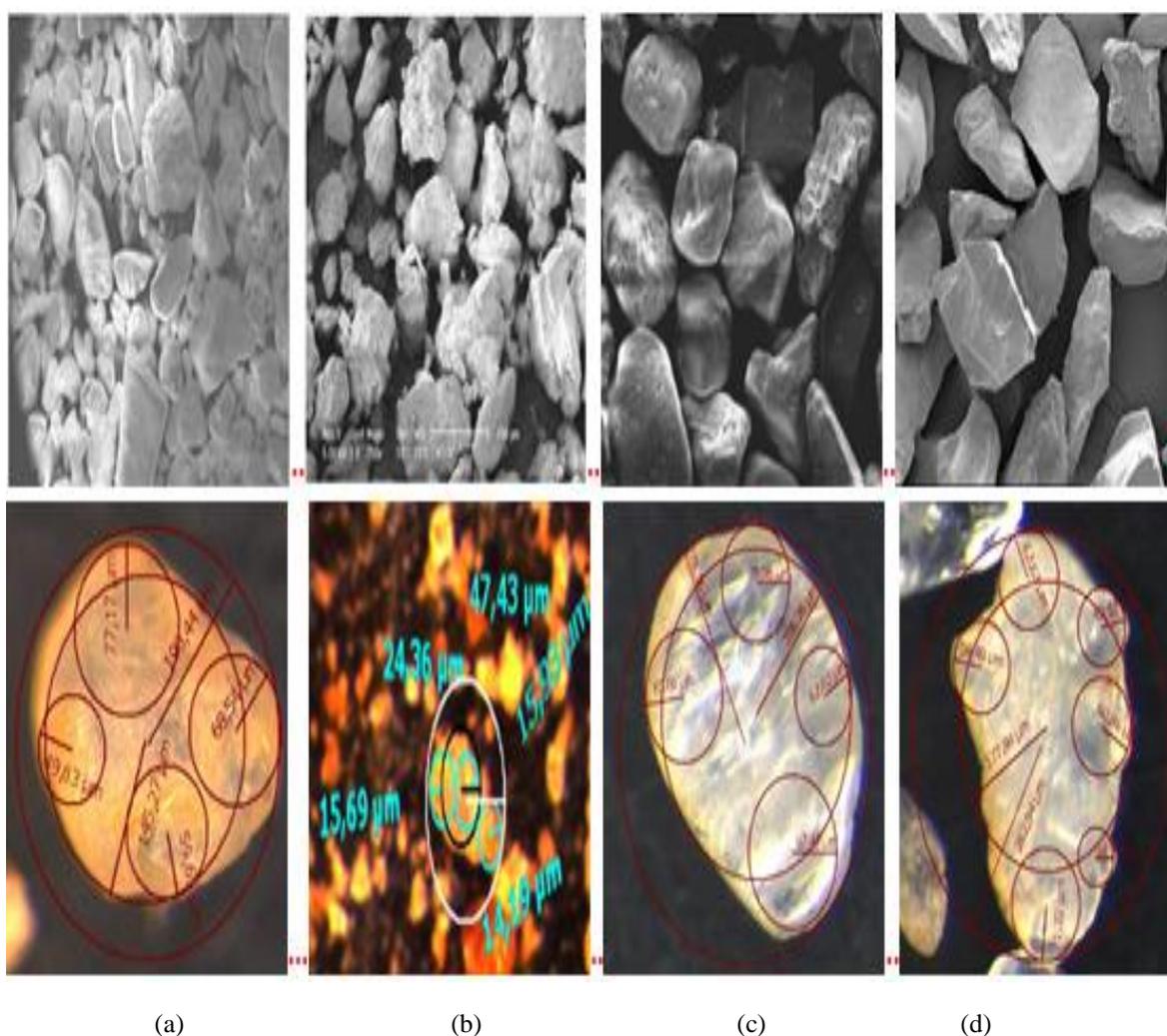


**Figure 2.5** : Vérification de la procédure expérimentale sur sable d'Hostun ( $D_r=52\%$ ,  $P'_c=100\text{kPa}$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan  $(p', q)$

## 2.5. Méthode de calcul la forme des grains

Les caractéristiques de la forme des grains (angularité et sphéricité) des matériaux testés (sable de Chlef, sable de Fontainebleau, sable d'Hostun et limon de Chlef) sont mesurées à l'aide d'un microscope électronique doté d'un logiciel qui examine la géométrie de grain de sol. En effet, l'angularité (R) et la sphéricité (S) des sols sont : (R=0.439 et S=0.753 pour « sable de Chlef », R=0.390 et S=0.749 pour « sable de Fontainebleau », R=0.319 et S=0.676 « sable d'Hostun » et R=0.626 et S=0.513 pour « limon de Chlef ») (Figure 2.6). De nouvelles combinaisons entre les caractéristiques de la forme de sable et limon sont élaborée dans cette étude (angularité combinée «  $R_{com}$  » et sphéricité combinée «  $S_{com}$  ») pour considérer leur influence sur le comportement du mélange de la matrice de sable avec la matrice des fines.



**Figure 2.6 :** Détermination de la forme des grains des matériaux testés  
 (a)- Sable de Chlef (b)- Limon de Chlef (c) –Sable de Fontainebleau (d) Sable d'Hostun

## 2.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le dispositif expérimental utilisé pour l'étude de la susceptibilité à la liquéfaction des sables et des mélanges sables-sols fins ayant différentes formes et tailles des grains (sable de Chlef « forme arrondie », sable de Fontainebleau « forme semi-arrondie » et sable d'Hostun « forme semi-anguleuse »). De plus, l'utilisation des mélanges sable-limon avec différentes tailles des grains (sable de Chlef «  $D_{\max}=2\text{mm}$  », sable moyen de Chlef «  $D_{\max}=0.63\text{mm}$  » et sable fin de Chlef «  $D_{\max}=0.25\text{mm}$  ») ont été considérés dans cette étude. Les échantillons ont été reconstitués avec des fines peu plastiques (une forme arrondie et un diamètre maximal  $D_{\max}=0.08\text{mm}$ ) et ont été soumis sous divers chemins de chargement. Les résultats obtenus sur les différents échantillons reconstitués serviront comme une base de données pour une meilleure caractérisation physico-mécanique des sols étudiés. Les pertinences et la fiabilité du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiés par des essais de répétabilité. Ce chapitre a également décrit les caractéristiques physiques, géométriques et les caractéristiques granulométriques des sables étudiés dans cette thèse.

Dans les chapitres suivants, nous allons étudier la réponse mécanique non drainée des mélanges sable-limon en mettant l'accent des effets de quelques paramètres ; la forme et taille des grains, le confinement, l'instabilité, la fraction des fines et les indices des vides sur la réponse mécanique des sables et sables limoneux.

## **CHAPITRE 3**

# **INFLUENCE DE LA FORME ET TAILLE DES GRAINS SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINE DES MELANGES SABLE-LIMON**

---

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais triaxiaux réalisés en vue d'étudier l'influence de la forme et taille des grains sur le comportement monotone des mélanges sable-limon en conditions non drainées, en utilisant le dispositif expérimental mis en point en laboratoire. Une analyse des caractéristiques granulométriques et morphologiques des sols étudiés en fonction de ces paramètres est effectuée.

---

## 3.1. Influence de la forme des grains

### 3.1.1 Introduction

Parmi les paramètres clés contrôlant le comportement mécanique non drainé et par conséquent la liquéfaction des sables et sables limoneux, la forme des grains apparaît comme un paramètre important qui doit être correctement identifié (Cho et al., 2006 ; Georgiannou et al., 2006 ; Guo et al., 2007). (Holtz et Gibbs., 1956) ont observé que les matériaux anguleux de carrière sont plus résistants au cisaillement que les matériaux semi-arrondies et semi-anguleux de rivière, sur la base des essais triaxiaux des mélanges de sable et de gravier. (Vaid et al., 1985) ont constaté qu'à la même densité relative, un sable anguleux était plus résistant à la liquéfaction à des pressions de confinement plus petites, par contre, il est moins résistant à des pressions de confinement plus élevées que les sables arrondis. (Holtz et Kovacs., 1981) et (Santamarina et Cho., 2001) ont montré que la réponse contrainte-déformation des sables est largement influencée par l'angularité. L'augmentation d'angularité induit une résistance au cisaillement au pic plus élevée due à l'accroissement des forces entre les grains. (Guo et al., 2007) ont effectué des essais triaxiaux drainés sur deux sables avec différentes pressions de confinement et indices des vides. Ils ont montré que la force intergranulaire résulte d'augmentation de l'angularité des grains qui tend à augmenter l'angle de frottement au pic, et affecte les caractéristiques de dilatance de sable. (Tsomokos et al., 2009) ont réalisé des essais de compression et torsion sur des échantillons de sable lâche et moyennement dense formés des grains anguleux présentaient une réponse stable au cisaillement contrairement aux sables arrondis qui ont montré une réduction significative de la résistance au cisaillement au pic. (Yang et al., 2015) ont indiqué que le sable arrondi atteint une résistance extrêmement élevée en comparaison avec le sable anguleux. En outre, ils ont constaté que le sable arrondi mélangé avec des fines anguleuses présente une résistance au cisaillement extrêmement faible par rapport au mélange du sable anguleux avec des fines anguleuses. Afin de bien montrer l'influence de la forme des grains sur le comportement des mélanges sable-sol fin, nous avons réalisé des essais en compression non drainés sur les mélanges de sables ayant différentes formes : (sable de Chlef « forme arrondie », sable de Fontainebleau « forme semi-arrondie » sable et d'Hostun « forme semi-anguleuse ») avec les fines peu plastiques « forme arrondie ». Dans cette partie, on présente les résultats des essais non drainés réalisés et on discute de l'influence de la forme des grains sur le comportement mécanique et par conséquent l'étude de la susceptibilité à la liquéfaction des mélanges sable-limon.

### 3.1.2 Résultats des essais en compression non drainée

Les figures (3.1 à 3.5) présentent les résultats des essais non drainés effectués sur les mélanges des différents sables : [sable de Chlef « Algérie » d'une forme arrondie], [sable de Fontainebleau « France » d'une forme semi-arrondie] et [sable d'Hostun « France » d'une forme semi-anguleuse] avec la fraction des fines peu plastiques ( $I_p=5\%$ ) considérant une gamme variant de 0% à 40% avec un pas de 10%. Les échantillons ont été reconstitués en laboratoire avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ) et ont été soumis à une pression de confinement initiale constante ( $P'_c=100$  kPa).

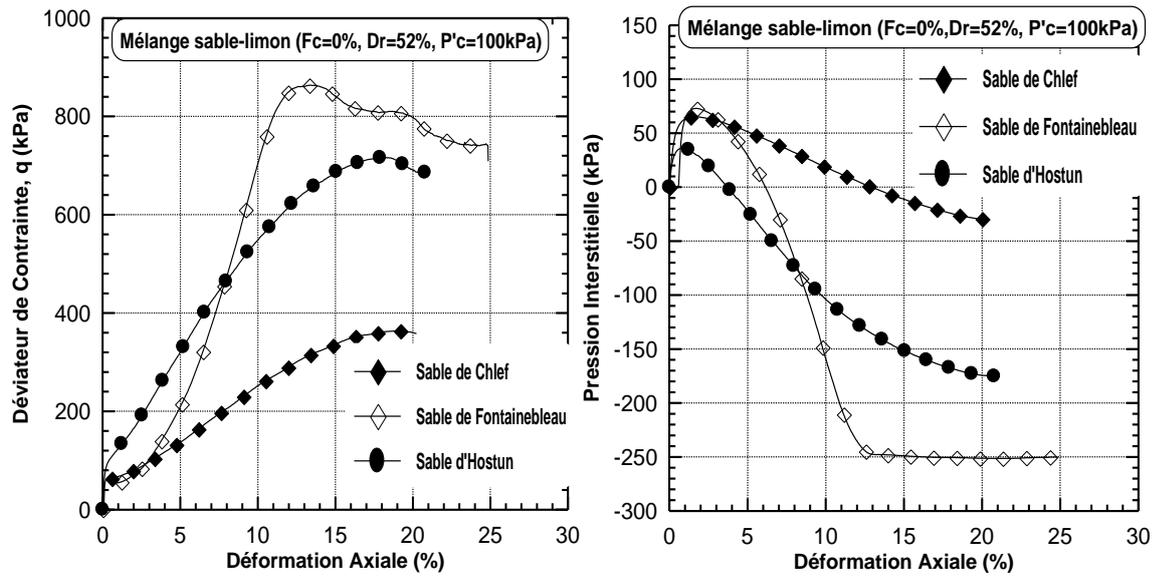
Les résultats des différents essais montrent clairement que la forme des grains contrôle d'une manière significative la résistance au cisaillement non drainée des sables limoneux. Pour les sables propres ( $F_c=0\%$ ), le sable de fontainebleau atteint une résistance au cisaillement non drainée extrêmement élevée ( $q_{max}=863.40$  kPa) en comparaison avec les deux autres sables tels que ; sable d'Hostun ( $q_{max}=716.76$  kPa) et le sable de Chlef ( $q_{max}=363.40$  kPa) pour la pression de confinement étudiée ( $P'_c=100$  kPa). Ce comportement est dû aux forces inter-granulaires produites par les grains semi-arrondis et semi-anguleux entre eux et qui induisent une augmentation significative de la résistance au cisaillement non drainée par rapport aux échantillons ayant des grains arrondis. Par contre, pour les mélanges sable-limon ( $F_c=10\%$ ,  $F_c=20\%$  et  $F_c=30\%$ ), on constate que le mélange sable semi-anguleux (Hostun) avec des fines peu plastiques atteint une résistance au cisaillement non drainée ( $q_{max}=679.93$  kPa,  $q_{max}=351.25$  kPa et  $q_{max}=101.71$  kPa) plus élevé par rapport au mélange du sable (Fontainebleau)-limon, ( $q_{max}=606.50$  kPa,  $q_{max}=317.60$  kPa et  $q_{max}=42.33$  kPa) et mélange du sable de (Chlef)-limon, ( $q_{max}=330.70$  kPa,  $q_{max}=118.50$  kPa et  $q_{max}=57.40$  kPa). Ce phénomène est dû principalement à la présence des fines peu plastiques au niveau des vides entre les grains semi-anguleux et qui contribue l'amplification des contacts et par conséquent augmenter les forces inter-granulaires par rapport aux grains semi-arrondis et arrondies respectivement. D'autre part, pour la fraction des fines ( $F_c=40\%$ ), le mélange du sable de Chlef avec le limon peu plastique est plus résistant au cisaillement non drainé ( $q_{max}=54.52$  kPa) en comparaison aux autres mélanges : le sable de Fontainebleau et le sable d'Hostun avec les fines peu plastiques ( $q_{max}=38.95$  kPa,  $q_{max}=37.01$  kPa). Dans ce cas, la tendance observée en terme de résistance au cisaillement non drainée pour les mélanges sable-limon peut être attribuée au rôle des fines peu plastiques qui participent effectivement aux dans la chaîne des forces et par conséquent induisant le caractère dilatant pour le mélange sable de Chlef avec le limon. Par contre, les fines peu plastiques agissent comme vides

facilement compressibles induisant le caractère contractant dans le cas de sable de Fontainebleau et sable d'Hostun.

De plus, la forme des grains a un effet significatif sur la surgénération de la pression interstitielle de l'eau. Donc, pour les sables propres ( $F_c=0\%$ ) et les sables limoneux ( $F_c=10\%$  et  $F_c=20\%$ ), on remarque que la pression interstitielle de l'eau est plus élevée pour le sable de Chlef ( $\Delta_{umax}=65.10$  kPa,  $\Delta_{umax}=68.40$  kPa et  $\Delta_{umax}=77.10$  kPa) que les deux autres sables : sable de Fontainebleau ( $\Delta_{umax}=60.80$  kPa,  $\Delta_{umax}=61.50$  kPa et  $\Delta_{umax}=76.60$  kPa) et sable d'Hostun ( $\Delta_{umax}=36$  kPa,  $\Delta_{umax}=52.80$  kPa et  $\Delta_{umax}=72.60$  kPa) pour la pression de confinement considérée ( $P'_c=100$  kPa). Ce comportement peut-être attribuer à l'ampleur des forces inter-granulaires qui contribuent à l'augmentation de la résistance au cisaillement et par conséquent diminuer la pression interstitielle de l'eau des mélanges. Pour les sables limoneux ayant une teneur en fines plus élevée ( $F_c=30\%$  et  $F_c=40\%$ ), on constate que la pression interstitielle est élevée pour les mélanges sables (semi-arrondis et semi-anguleux), ( $\Delta_{umax}=86.80$  kPa et  $\Delta_{umax}=91.20$  kPa,  $\Delta_{umax}=86.20$  kPa et  $\Delta_{umax}=92.10$  kPa) avec les fines peu plastiques en comparaison avec les sables limoneux arrondis ( $\Delta_{umax}=85.10$  kPa et  $\Delta_{umax}=85.40$  kPa) pour la pression de confinement ( $P'_c=100$  kPa).

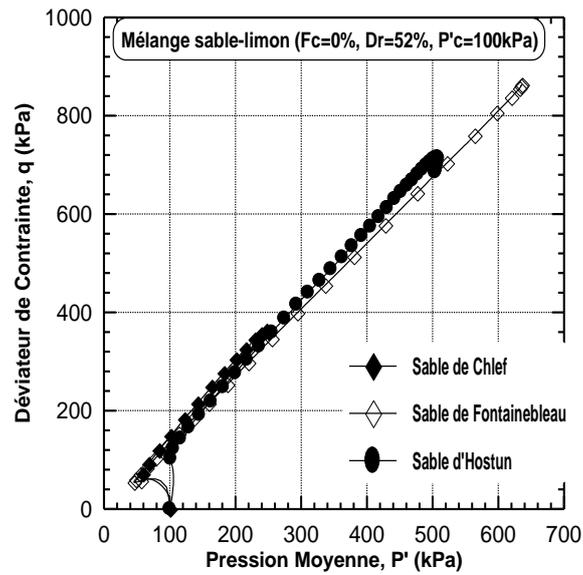
L'augmentation de pression interstitielle de l'eau est dû principalement à la présence des fines peu plastiques induisant le caractère contractant aux différents mélanges sable-limon. De plus, les particules fines du limon occupent les vides entre les grains de sable. Et entraînent une diminution des forces inter-granulaires qui se traduit par une chute de la résistance au cisaillement non drainée (Figures 3.1b à 3.5b). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre clairement le rôle de la forme des grains dans l'augmentation de la pression moyenne effective et la contrainte déviatorique maximale d'un mélange sable-limon par rapport à l'autre (Figures 3.1c, à 3.5c).

a) - ( $F_c=0\%$ )



(a)

(b)

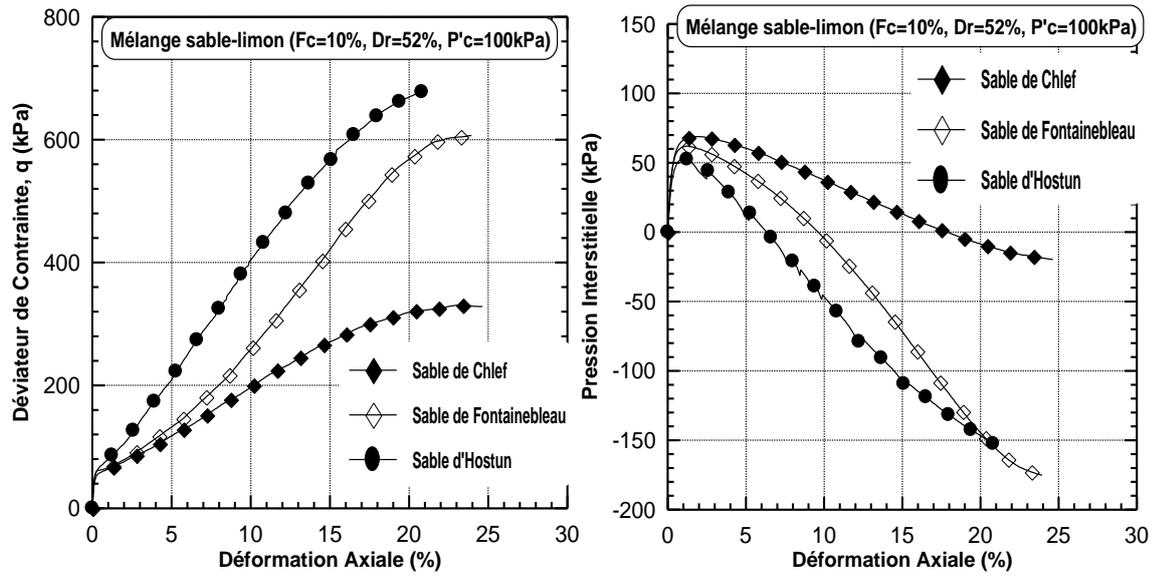


(c)

Figure 3.1 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=0\%$ ,  $P'_c=100\text{ kPa}$ ,  $D_r=52\%$ )

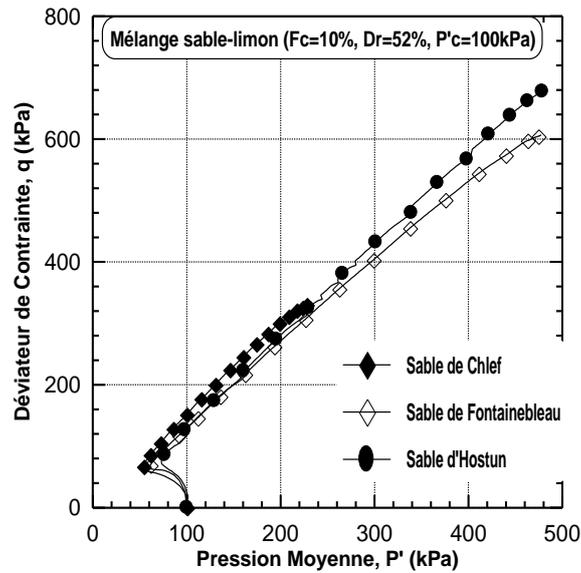
- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan  $(p', q)$

b) - ( $F_c=10\%$ )



(a)

(b)

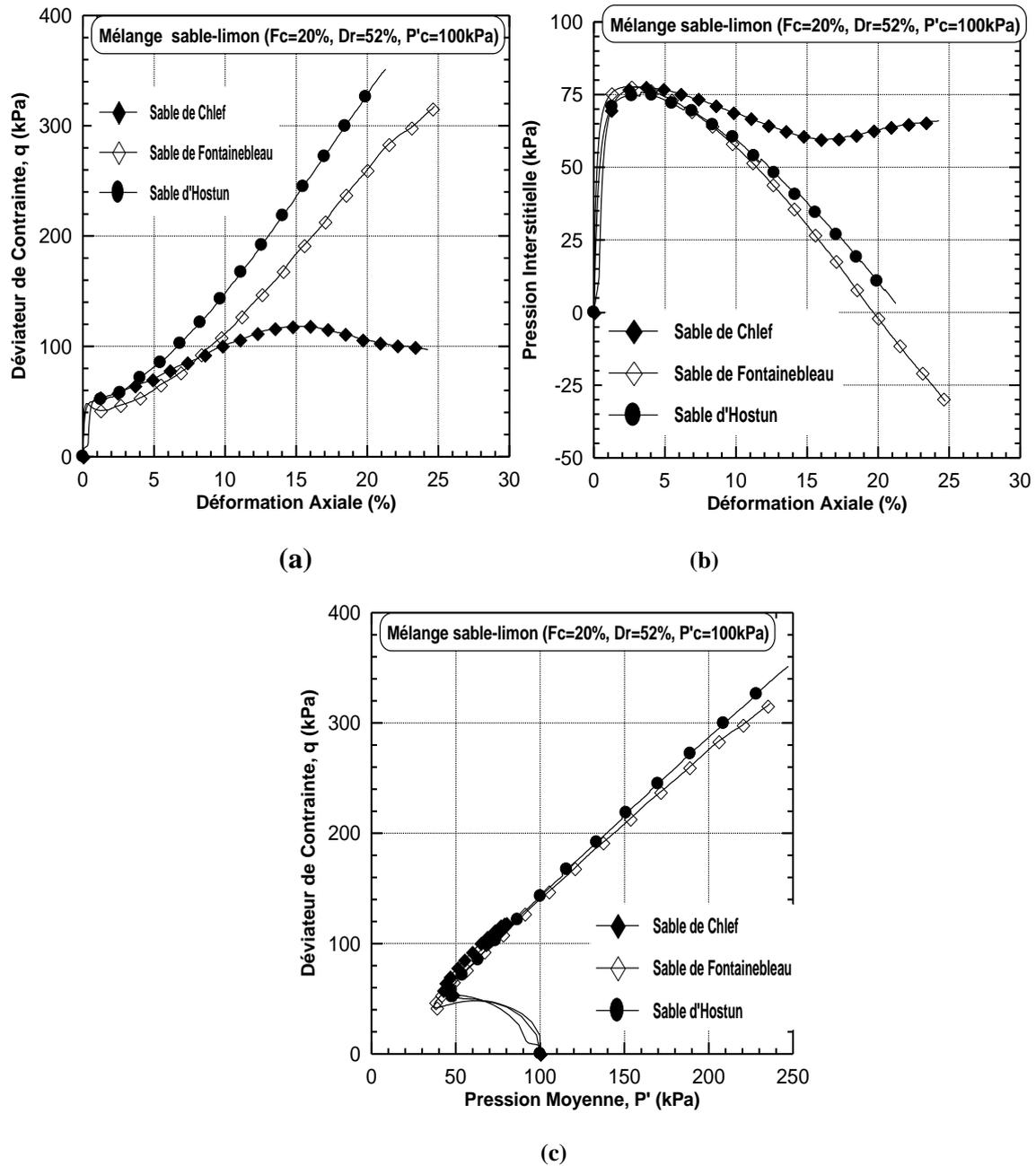


(c)

Figure 3.2 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=10\%$ ,  $P'_c=100$  kPa,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

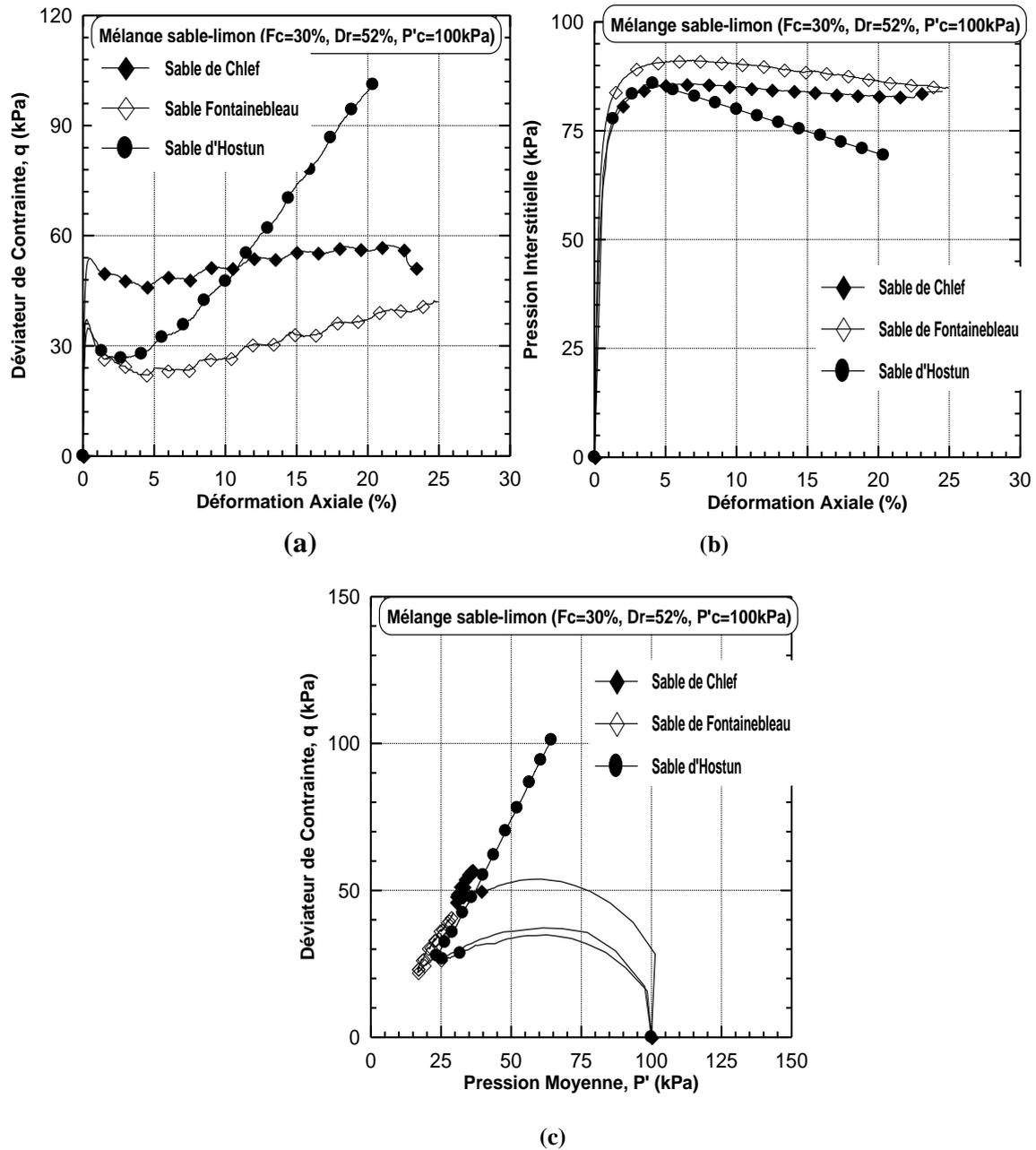
c) - ( $F_c=20\%$ )



**Figure 3.3 :** Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=20\%$ ,  $P'_c=100\text{ kPa}$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ , q)

d) - ( $F_c=30\%$ )



**Figure 3.4 :** Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=30\%$ ,  $P'_c=100$  kPa,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

e) - ( $F_c=40\%$ )

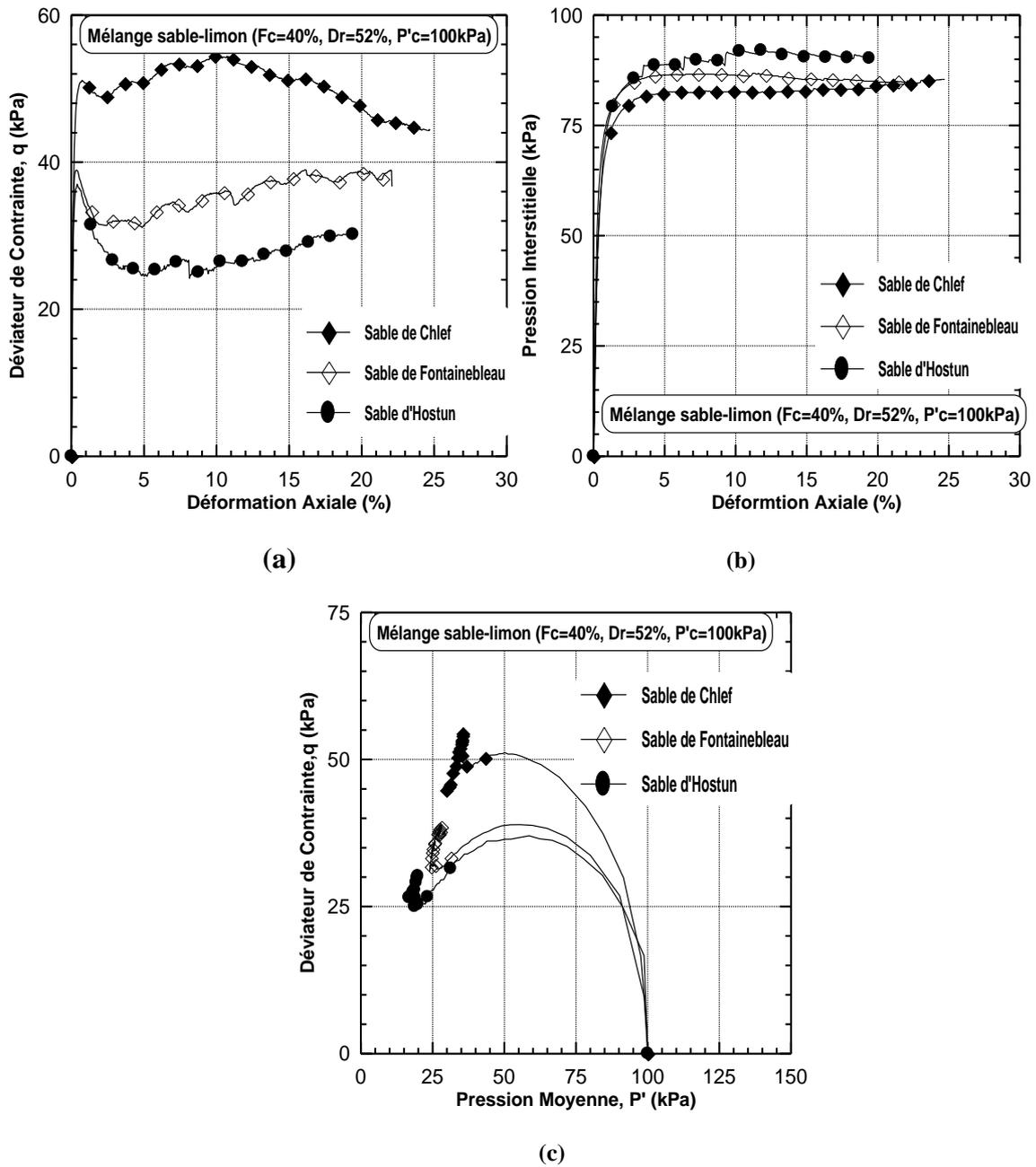


Figure 3.5 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=40\%$ ,  $P'_c=100\text{ kPa}$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

## 3.2. Influence de la taille des grains

### 3.2.1 Introduction

La taille des grains est parmi les paramètres qui influent sur le comportement des sols ; (Ayad et al., 1990) ont démontré que la taille des grains a une faible influence sur les comportements des sols par rapport à l'importance de la forme des grains. Cependant, la diminution de la taille des grains induit la diminution des indices des vides extrêmes et la résistance au cisaillement du sable. (Islam et al., 2011) ont trouvé qu'une augmentation de la taille des grains entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement maximale et l'angle de frottement interne ; en outre, la variation de la taille des grains est à l'origine du changement de la résistance au cisaillement du milieu granulaire. (Lim et al., 2012) ont indiqué que la taille des grains a également un effet significatif sur les propriétés mécaniques des sables. (Wang et al., 2013) ont constaté à travers une série d'essais à la boîte de cisaillement et d'essais triaxiaux que la taille des grains a une influence importante sur l'angle de frottement du sable. Ils ont trouvé que l'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation de la taille des grains. (Yarong Li., 2013) ont constaté que la taille des grains a une influence sur le comportement de cisaillement des sols granulaires. (Alias et al., 2014) ont indiqué que l'angle de frottement interne peut être dépendant de la taille des grains. En effet, des essais avec de gros grains produisent des angles de frottement interne plus efficaces et développe la force de cisaillement. (Prashanth et al., 2015) ont montré que la résistance au cisaillement au pic des sables avec des caractéristiques morphologiques similaires est affectée par la taille des grains de sable, lorsque les essais sont effectués au même indice des vides. Afin de bien montrer l'influence de la taille des grains sur le comportement des mélanges sable-sol fin, nous avons réalisé des essais non drainés sur les mélanges de sables de trois différentes tailles (sable de Chlef «  $D_{max}=2mm$  », sable moyen de Chlef «  $D_{max}=0.63mm$  » et sable fin de Chlef «  $D_{max}=0.25mm$  ») mélangés avec le sol fin provenant du sable de Chlef «  $D_{max}=0.08mm$  » pour une gamme de teneur en fines variant ( $F_c=0\% - 30\%$ ). Dans cette partie, on présente les résultats des essais triaxiaux non drainés réalisés et on discute de l'influence de la taille des grains sur le comportement des mélanges sable-limon.

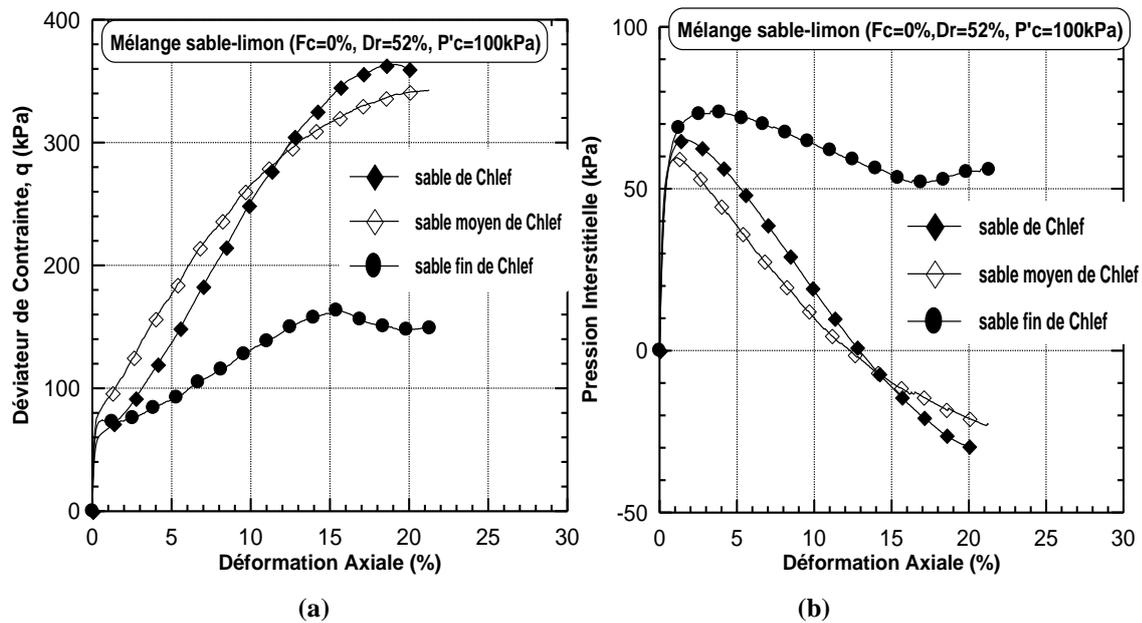
### 3.2.2 Résultats des essais en compression non drainée

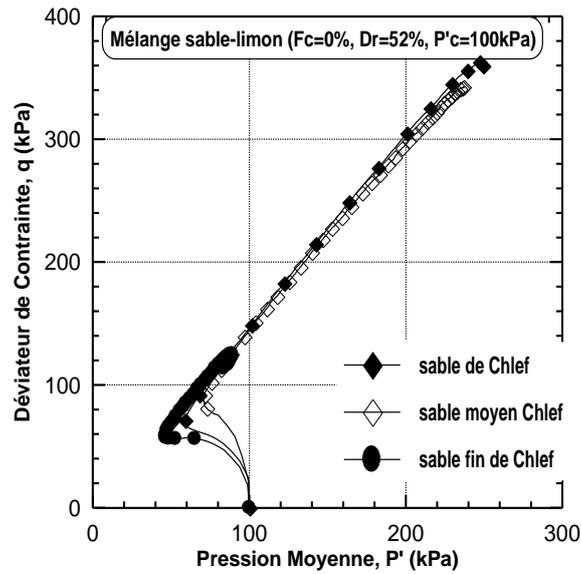
Les figures (3.6 à 3.9) illustrent les résultats des essais en compression non drainée considérant les différentes tailles de sable (sable de Chlef «  $D_{\max}=2\text{mm}$  », sable moyen de Chlef «  $D_{\max}=0.63\text{mm}$  » et sable fin de Chlef «  $D_{\max}=0.25\text{mm}$  ») mélangés avec des fines peu plastiques ( $D_{\max}=0.08\text{mm}$ ) selon une teneur en fines variant de 0% à 30%. Les échantillons ont été reconstitués à une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ) et soumis à une pression de confinement ( $P'_c=100\text{ kPa}$ ).

En général, le paramètre de la taille des grains a une influence notable sur la résistance au cisaillement non drainée des sables limoneux. Pour les sables propres ( $F_c=0\%$ ), on remarque que le sable de Chlef avec un diamètre maximal de ( $D_{\max}=2\text{mm}$ ) a une résistance au cisaillement non drainée plus élevée ( $q_{\max}=363.40\text{ kPa}$ ) que le sable moyen de Chlef ( $D_{\max}=0.63\text{mm}$ ,  $q_{\max}=342.53\text{ kPa}$ ) et le sable fin de Chlef ( $D_{\max}=0.25\text{mm}$ ,  $q_{\max}=163.34\text{ kPa}$ ) pour la pression de confinement ( $P'_c=100\text{kPa}$ ). Ce comportement peut être attribué par la distribution des grains de différentes tailles entraînant l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée du sable propre ayant un diamètre maximal de 2mm par rapport aux sables présentent des diamètres de 0.63mm et 0.25mm. Pour les mélanges sable-limon avec une teneur en fines ( $F_c=10\%$  et  $20\%$ ), la tendance inverse a été observée, les mélanges de sable moyen de Chlef ( $D_{\max}=0.63\text{mm}$ ) avec les fines peu plastiques ( $D_{\max}=0.08\text{mm}$ ) ont une résistance élevée ( $q_{\max}=344.06\text{ kPa}$  et  $q_{\max}=144.31\text{ kPa}$ ) par rapport aux mélanges sable de Chlef-limon ( $D_{\max}=2\text{mm}$ ,  $q_{\max}=330.70\text{ kPa}$  et  $q_{\max}=118.50\text{ kPa}$ ) et mélange de sable fin de Chlef-limon ( $D_{\max}=0.25\text{mm}$ ,  $q_{\max}=149,38\text{ kPa}$  et  $q_{\max}=121.74\text{ kPa}$ ). Ceci peut être expliqué par le fait que les grains de limon participent dans la chaîne des forces en augmentant les forces inter-granulaires dans la matrice du sable moyen de Chlef-limon en comparaison avec le sable de Chlef et sable fin de Chlef. Les différentes tendances observées montrent qu'il y a un seuil de taille des grains qui induit à un comportement différent des sables présentant les grandes et petites tailles des grains. Pour la teneur en fines ( $F_c=30\%$ ), le sable fin de Chlef montre une résistance plus élevée par rapport au sable moyen de Chlef ( $D_{\max}=0.63\text{mm}$ ) et sable de Chlef ( $D_{\max}=2\text{mm}$ ). Ceci peut être attribué par le fait que le limon entraîne d'augmenter l'enchevêtrement entre les grains de la matrice du sable fin de Chlef-limon en comparaison avec le mélange sable de Chlef-limon et sable moyen de Chlef-limon qui agissent comme vides compressibles et par conséquent la diminution de la résistance au cisaillement non drainée.

De plus, la taille des grains a une influence significative sur la génération de la pression interstitielle de l'eau (Figures 3.6b à 3.9b). Donc, pour les sables propres ( $F_c=0\%$ ), on remarque que la pression interstitielle diminue pour le sable de Chlef ( $D_{max}=2\text{mm}$ ,  $\Delta_{umax}=65.10\text{ kPa}$ ) par rapport au sable moyen de Chlef ( $D_{max}=0.63\text{mm}$ ,  $\Delta_{umax}=66.60\text{ kPa}$ ) et sable fin de Chlef ( $D_{max}=0.25\text{mm}$ ,  $\Delta_{umax}=74.00\text{ kPa}$ ) pour la densité relative ( $D_r=52\%$ ). Par contre pour les mélanges sable-limon avec une teneur en fines ( $F_c=10\%$  et  $20\%$ ), une tendance inverse complètement a été remarquée. En effet, le mélange sable moyen de Chlef montre une pression interstitielle faible ( $\Delta_{umax}=68.40\text{ kPa}$ ,  $\Delta_{umax}=77.10\text{ kPa}$ ) par rapport aux mélanges sable de Chlef-limon ( $D_{max}=2\text{mm}$ ,  $\Delta_{umax}=68.80\text{ kPa}$ ,  $\Delta_{umax}=83.20\text{ kPa}$ ) et sable fin de Chlef-limon ( $D_{max}=0.25\text{mm}$ ,  $\Delta_{umax}=75.30\text{ kPa}$ ,  $\Delta_{umax}=79.00\text{ kPa}$ ) pour la pression de confinement ( $P'_c=100\text{ kPa}$ ). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre clairement le rôle de la taille des grains dans l'augmentation de la pression moyenne effective et la contrainte déviatorique maximale d'un mélange sable-limon par rapport à l'autre (Figures 3.6c à 3.9c).

a) - ( $F_c=0\%$ )





(c)

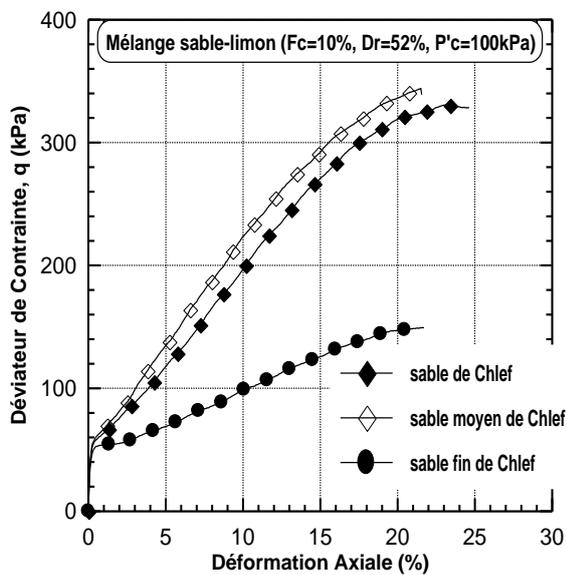
Figure 3.6 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=0\%$ ,  $P'_c=100$  kPa,  $D_r=52\%$ )

(a) : Evolution de déviateur de contrainte

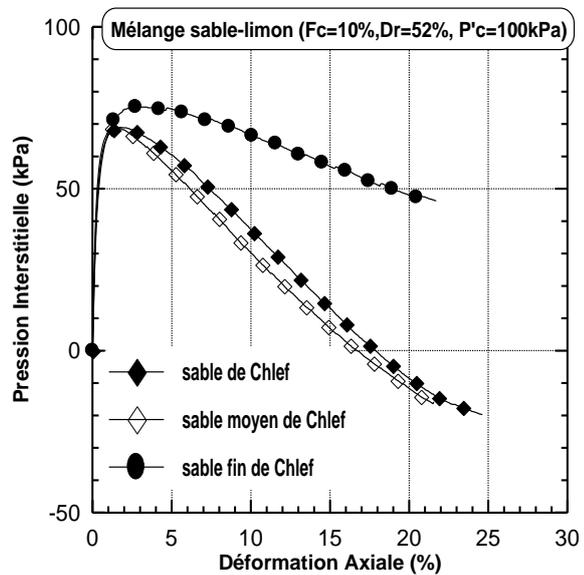
(b) : Evolution de la pression interstitielle

(c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

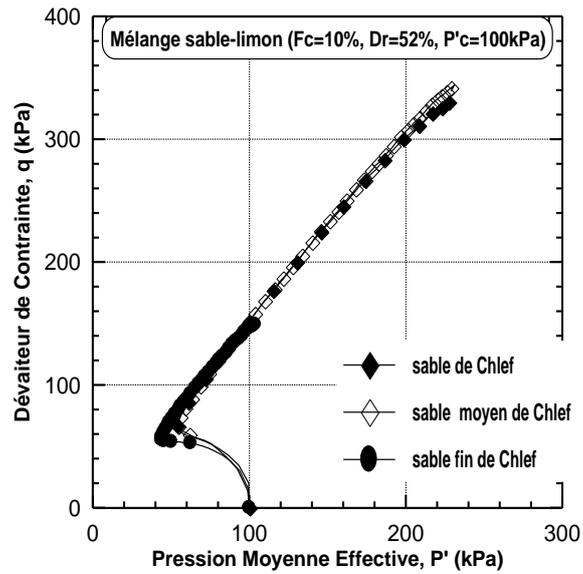
b) - ( $F_c=10\%$ )



(a)



(b)



(c)

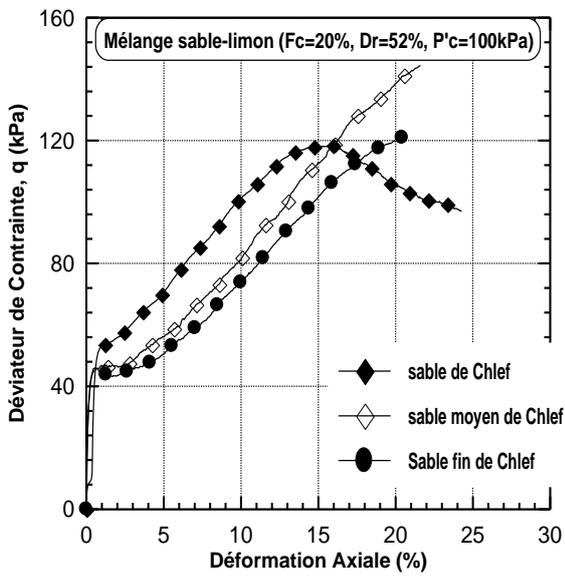
Figure 3.7 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=10\%$ ,  $P'_c=100$  kPa,  $D_r=52\%$ )

(a) : Evolution de déviateur de contrainte

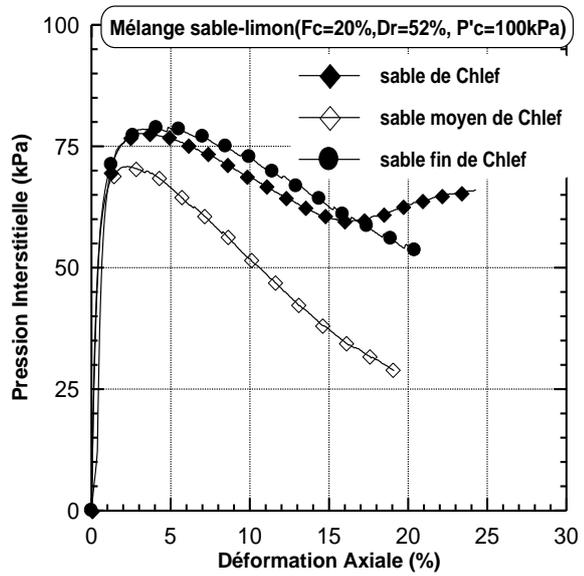
(b) : Evolution de la pression interstitielle

(c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

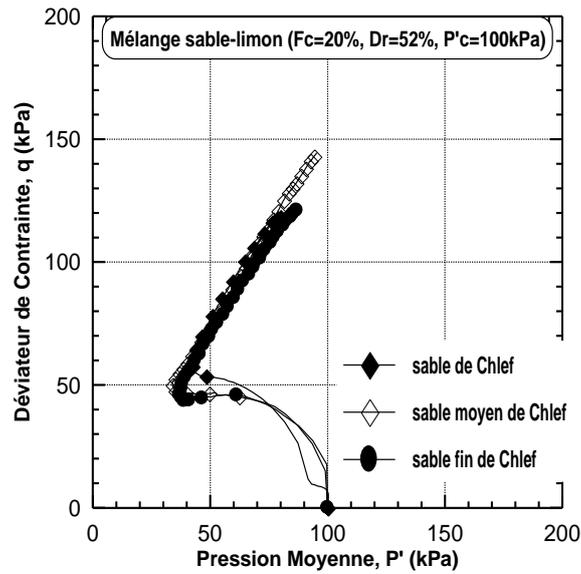
c) - ( $F_c=20\%$ )



(a)



(b)



(c)

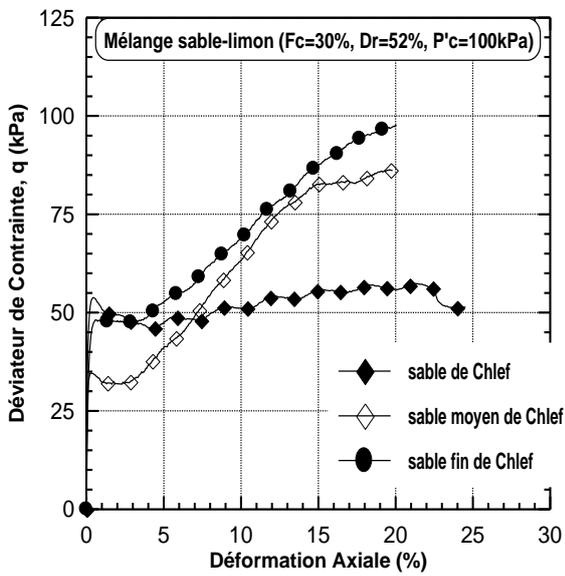
Figure 3.8 : Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=20\%$ ,  $P'_c=100$  kPa,  $D_r=52\%$ )

(a) : Evolution de déviateur de contrainte

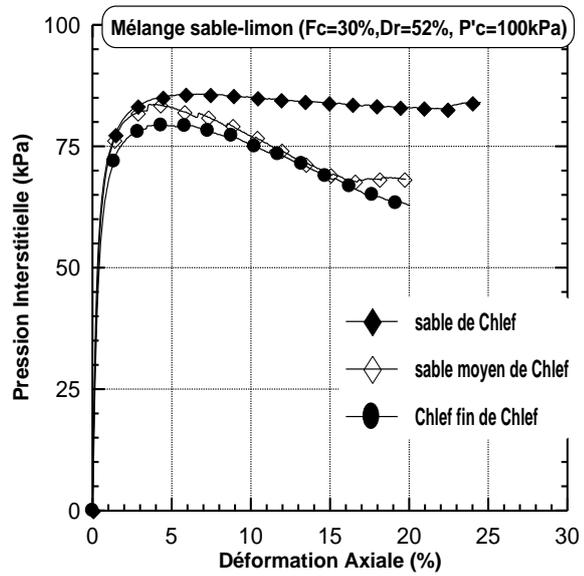
(b) : Evolution de la pression interstitielle

(c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

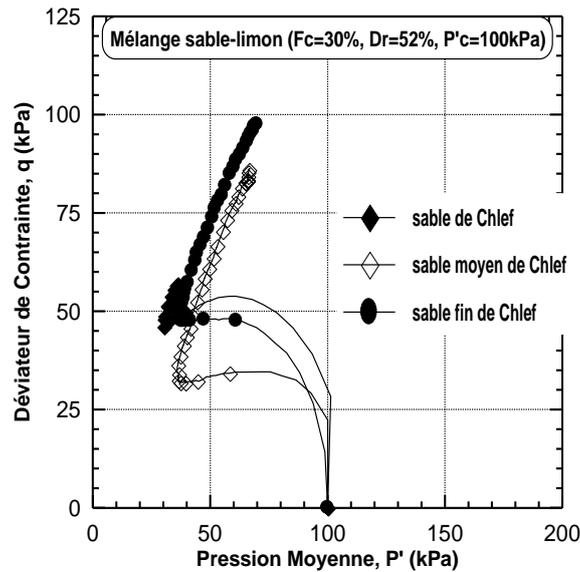
d) - ( $F_c=30\%$ )



(a)



(b)



(c)

**Figure 3.9 :** Réponse non-drainée du mélange sable-limon ( $F_c=30\%$ ,  $P'_c=100$  kPa,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

### 3.3 Influence des caractéristiques de forme des grains sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon

#### 3.3.1 Relation entre les caractéristiques de forme des grains et la fraction des fines peu plastiques

En vue d'étudier la relation entre les caractéristiques de forme des grains en terme d'angularité combinée et sphéricité combinée des trois sables ; sable de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun mélangés avec limon de Chlef. Les résultats obtenus (Figure 3.10) montre que l'angularité combinée augmente linéairement avec l'augmentation de la fraction des fines pour les mélanges sable-limon (Figure 3.10a). Par contre, la sphéricité combinée diminue d'une façon linéaire avec l'augmentation de la teneur en fines peu plastiques de ( $F_c=0\%$  à  $F_c=40\%$ ) pour les matériaux testés (Figure 3.10b). Ces tendances sont dues principalement aux caractéristiques de forme des grains du limon de Chlef qui caractérisée par une angularité élevée ( $R=0.626$ ) et une faible sphéricité ( $S=0.513$ ) qui contribuent à l'augmentation de l'angularité combinée et la diminution de la sphéricité combinée des mélanges sable-limon. De plus, le sable de Chlef est caractérisé par une angularité et une sphéricité élevées par rapport aux sable de Fontainebleau et sable d'Hostun qui induit une augmentation des caractéristiques de forme des grains (angularité combinée et sphéricité combinée) des mélanges sable de Chlef-limon en comparaison aux mélanges sable

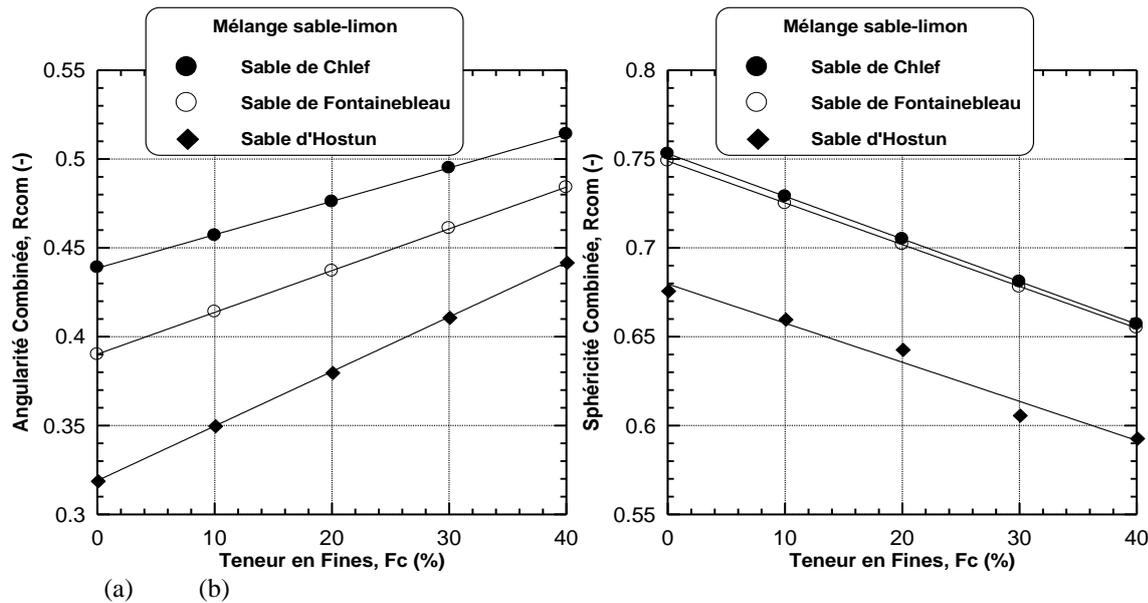
de Fontainebleau-limon et sable d’Hostun-limon. L’expression suivante est suggérée pour représenter la variation des caractéristiques de forme des grains ( $R_{com}$ ,  $S_{com}$ ) en fonction de la teneur en fines ( $F_c$ ) pour les différents mélanges sable-limon considérés :

$$(R_{com}, S_{com}) = a*(F_c) + c \quad (3.1)$$

Le tableau 3.1 illustre les coefficients a, c et le coefficient de corrélation ( $R^2$ ) pour les matériaux sélectionnés.

**Tableau 3.1** : Coefficients a, c et  $R^2$  pour équation (3.1)

Caractéristiques de forme des grains	Matériaux testés	a	c	$R^2$
Angularité combinée	Sable de Chlef	0,001	0,43	<b>0,99</b>
	Sable de Fontainebleau	0,002	0,39	<b>0,99</b>
	Sable d’Hostun	0,003	0,319	<b>0,99</b>
Sphéricité combinée	Sable de Chlef	-0,002	0,75	<b>0,99</b>
	Sable de Fontainebleau	-0,002	0,74	<b>0,99</b>
	Sable d’Hostun	-0,002	0,68	<b>0,97</b>



**Figure 3.10** : Relation entre la forme des grains et la teneur des fines des mélanges sable-limon  
(a) Angularité combinée (b)- Sphéricité combinée

### 3.3.2 Influence des caractéristiques de forme des grains sur la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon

La figure 3.11 illustre les résultats obtenus dans cette étude, afin d’étudier l’influence de l’angularité combinée et sphéricité combinée ( $R_{com}$  et  $S_{com}$ ) sur la résistance au cisaillement non drainée maximale ( $q_{max}$ ) des trois mélanges (sable de Chlef-limon de Chlef, sable de Fontainebleau-limon de Chlef et sable d’Hostun-limon de Chlef). On note que (Figure 3.11)

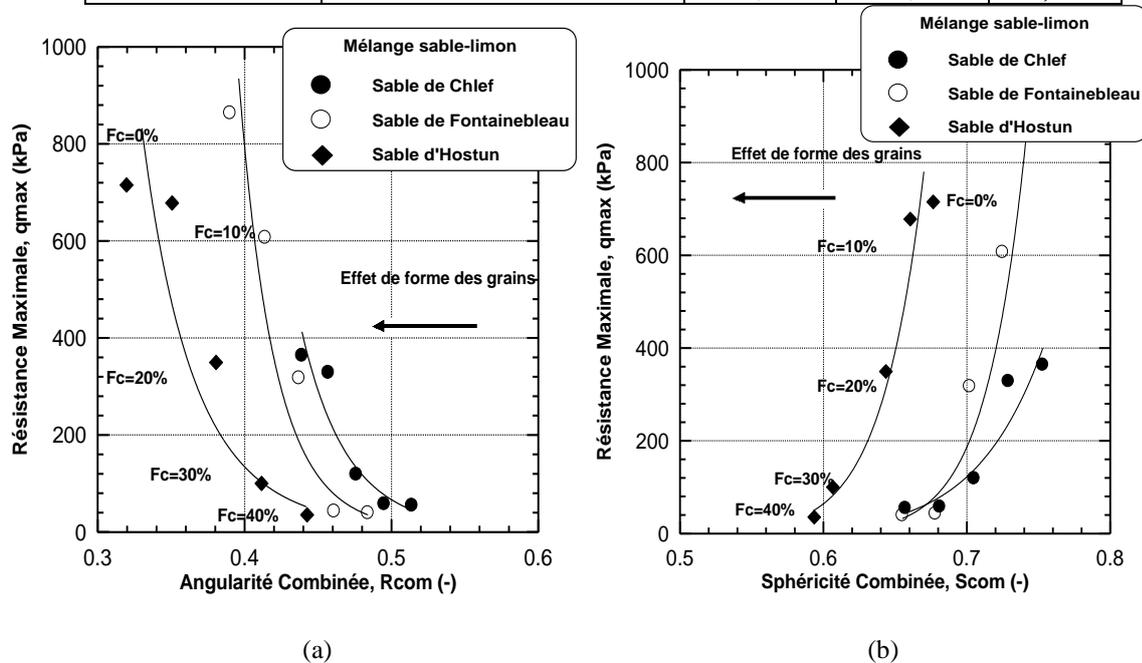
que les caractéristiques de forme des grains ont une influence très significative sur la résistance maximale des sables limoneux. En effet, la résistance au cisaillement non drainée maximale diminue d'une façon logarithmique avec l'augmentation de l'angularité combinée et la fraction des fines peu plastiques des mélanges sable-limon (Figure 3.11a). Par contre, elle diminue avec la diminution de la sphéricité combinée des sable limoneux (Figure 3.11b). L'expression suivante est suggérée pour représenter la variation de la résistance maximale au cisaillement non drainée avec les caractéristiques de forme des grains ( $R_{com}$ ,  $S_{com}$ ) pour les différents mélanges sable-limon :

$$\text{Log}(q_{max}) = a \cdot \log(R_{com}, S_{com}) + c \quad (3.2)$$

Le tableau 3.2 illustre les coefficients a, c et le coefficient de corrélation ( $R^2$ ) pour les matériaux sélectionnés.

**Tableau 3.2** : Coefficients a, c et  $R^2$  pour équation (3.2)

Caractéristiques de forme des grains	Matériaux testés	a	c	$R^2$
Angularité combinée	Sable de Chlef	-14,03	-7,84	<b>0,92</b>
	Sable de Fontainebleau	-16,36	-10,62	<b>0,90</b>
	Sable d'Hostun	-9,48	-6,09	<b>0,90</b>
Sphéricité combinée	Sable de Chlef	16,21	8,28	<b>0,92</b>
	Sable de Fontainebleau	26,48	12,37	<b>0,91</b>
	Sable d'Hostun	22,64	13,42	<b>0,96</b>



**Figure 3.11** : Influence de la forme des grains sur la résistance maximale des mélanges sable-limon  
(a) – Angularité combinée (b) – Sphéricité combinée

### **3.4. Influence des caractéristiques granulométriques sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon considérant l'effet de la forme et taille des grains**

#### **3.4.1 Introduction**

Des travaux ont été rapportés dans la littérature considérant l'influence des caractéristiques granulométriques [ $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$ ,  $C_u$ ,  $D_{10R}$ ,  $D_{50R}$  et  $C_{UR}$ ] sur la résistance au cisaillement non drainée des sables limoneux. (Vaid et al., 1990) ont rapporté que la granulométrie d'un sol affecte considérablement le comportement cyclique à des densités plus faibles. En effet, les échantillons mal gradués ont des valeurs plus faibles de résistance par rapport aux échantillons bien gradués. (Polito., 1999) a constaté que la résistance à la liquéfaction cyclique augmente avec l'augmentation de la taille moyenne des grains ( $D_{50}$ ) pour les sables propres et que le sable fin est très sensible au phénomène de liquéfaction que le sable grossier. (Polito., 1999) a également indiqué que la résistance à la liquéfaction n'est pas considérablement influencée par la taille moyenne de grains ( $D_{50}$ ) pour les sables avec ( $D_{50} > 0,25$  mm). Cependant, l'effet de la taille moyenne de grains ( $D_{50}$ ) sur la résistance à la liquéfaction est plus important que l'effet de la granulométrie des matériaux étudiés. (Yilmaz et al., 2008) ont indiqué qu'il était possible d'établir une corrélation entre la résistance cyclique et les caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$ ,  $D_{30}$  et  $D_{50}$ ) que de mettre en relation le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) ou le coefficient de courbure ( $C_c$ ) avec la résistance à la liquéfaction cyclique. (Tsomokos et al. 2009) ont démontré l'effet de la forme et l'angularité des grains sur le comportement non drainé de quatre fines aux sables avec des tailles moyennes des grains ( $D_{50} = 0.15-0,29$  mm). Ces matériaux ont des courbes granulométriques similaires ou identiques, mais différentes quant à l'angularité des grains. Ils ont montré que les échantillons de sable lâche avec des grains anguleux soumis à des conditions de chargement de torsion non drainées présentaient une augmentation continue de la résistance au cisaillement. D'autre part, les échantillons de sable avec des grains arrondis reconstituées avec une densité similaire ont montré un comportement instable et par conséquent une diminution de la résistance au cisaillement non drainée. En outre, ils ont montré que les échantillons cisailés dans des conditions de chargement de torsion se comportent d'une manière plus contractante par rapport à ceux cisailés dans des conditions de chargement de compression triaxiale.

(Belkhatir et al. 2011) ont indiqué que la résistance au cisaillement non drainée résiduelle et la résistance au cisaillement au pic peuvent être corrélées à la taille moyenne de grains ( $D_{50}$ ) et coefficient d'uniformité ( $C_u$ ). Aussi, Ils ont constaté que la résistance au cisaillement des mélanges sable-limon peut être exprimée comme fonction de la taille effective ( $D_{10}$ ), la taille moyenne des grains ( $D_{50}$ ), et le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ), contrairement au coefficient de courbure ( $C_c$ ). (Belkhatir et al., 2014) ont constaté que les caractéristiques granulométriques ont un effet significatif sur la surgénération de la pression interstitielle des échantillons de mélange sable-limon. En effet, la pression interstitielle de l'eau peut être corrélée aux caractéristiques granulométriques [ $D_{10}$ ,  $D_{50}$ ,  $C_u$ ,  $D_{10R}$ ,  $D_{50R}$ ]. Ils ont conclu que le  $D_{10R}$  et  $D_{50R}$  ont apparus comme paramètres très pertinents pour prédire la pression interstitielle de l'eau dans mélanges sable-limon pour la granulométrie des sols à l'étude. En revanche, (Monkul et al., 2011) ont signalé que si le rapport des tailles moyennes de sable et de limon ( $D_{50\text{-sable}} / d_{50\text{-limon}}$ ) est suffisamment faible, le potentiel de liquéfaction du sable augmente régulièrement avec l'augmentation de la teneur en fines pour la gamme sélectionnée (0% - 20%). Plus le rapport ( $D_{50\text{-sable}} / d_{50\text{-limon}}$ ) augmente, plus le potentiel de liquéfaction du sable limoneux pourrait en fait être supérieur au potentiel de liquéfaction du sable propre. Ils ont recommandé que la taille relative des grains de limon doit également être envisagée dans la pratique de l'ingénierie géotechnique, en plus de la teneur et la plasticité des fines pour caractériser l'influence de limon sur le potentiel de liquéfaction des sols sableux.

Dans cette partie, on présente les résultats concernant les relations entre les caractéristiques granulométriques [ $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$ ,  $C_u$ , ( $D_{10R} = D_{10\text{sable}} / D_{10\text{mélange}}$ ), ( $D_{50R} = D_{50\text{sable}} / D_{50\text{mélange}}$ ) et ( $C_{UR} = C_{UR\text{sable}} / C_{UR\text{mélange}}$ )] et la résistance au cisaillement non drainée (résistance à la liquéfaction) du sable de Chlef, sable moyen de Chlef, sable fin de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun reconstitués en laboratoire avec des fines peu plastiques considérant l'influence de la forme et taille des grains des différents sables utilisés.

### 3.4.2 Relation entre les caractéristiques granulométriques et la fraction des fines peu plastiques

#### 3.4.2.1 Diamètres efficace et moyen ( $D_{10}$ , $D_{50}$ )

En vue d'établir la relation entre la fraction des fines peu plastiques et les caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$  et  $D_{50}$ ). Les figures 3.12 et 3.13 montrent l'évolution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et diamètre moyen ( $D_{50}$ ) avec la teneur en fines ( $F_c$ ) en considérant la forme et taille des grains respectivement. On note que les diamètres efficace et moyen des grains diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines ( $0\% \leq F_c \leq 40\%$ ). Le mélange du sable de Chlef-limon de Chlef montre une gamme des tailles de grains supérieurs [ $0,003 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 0,266 \text{ mm}$  et  $0,236 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,596 \text{ mm}$ ] en comparaison avec les autres mélanges : le mélange sable moyen de Chlef-limon de Chlef [ $0,003 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 0,270 \text{ mm}$  et  $0,286 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,413 \text{ mm}$ ], mélange sable fin de Chlef [ $0,094 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 0,003 \text{ mm}$  et  $0,155 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,122 \text{ mm}$ ]. Ainsi que, le mélange sable de Fontainebleau-limon de Chlef [ $0,012 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 0,204 \text{ mm}$  et  $0,451 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,558 \text{ mm}$ ] et le mélange du sable d'Hostun-limon de Chlef [ $0,003 \text{ mm} \leq D_{10} \leq 0,258 \text{ mm}$  et  $0,218 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,369 \text{ mm}$ ]. Ceci peut être attribué à la nature de la distribution des grains de différentes tailles du sable de Chlef qui sont supérieures à celles des autres sables : sable moyen de Chlef, sable fin de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun. En outre, il est clairement observé sur (Figures 3.12 et 3.13) que pour les différents mélanges sable-limon sont caractérisés par des faibles diamètres efficace et moyen pour les teneurs en fines élevées et des diamètres efficace et moyen élevés pour les faibles teneurs en fines. Ceci s'explique par le fait que la présence des fines peu plastiques joue un rôle déterminant dans la microstructure du sol et par conséquent dans la distribution granulométrique des différents matériaux à l'étude. Les résultats de cette recherche sont en parfaite concordance avec ceux de (Yilmaz et al., 2008, Janalizadeh et al., 2013 et Belkhatir et al., 2014).

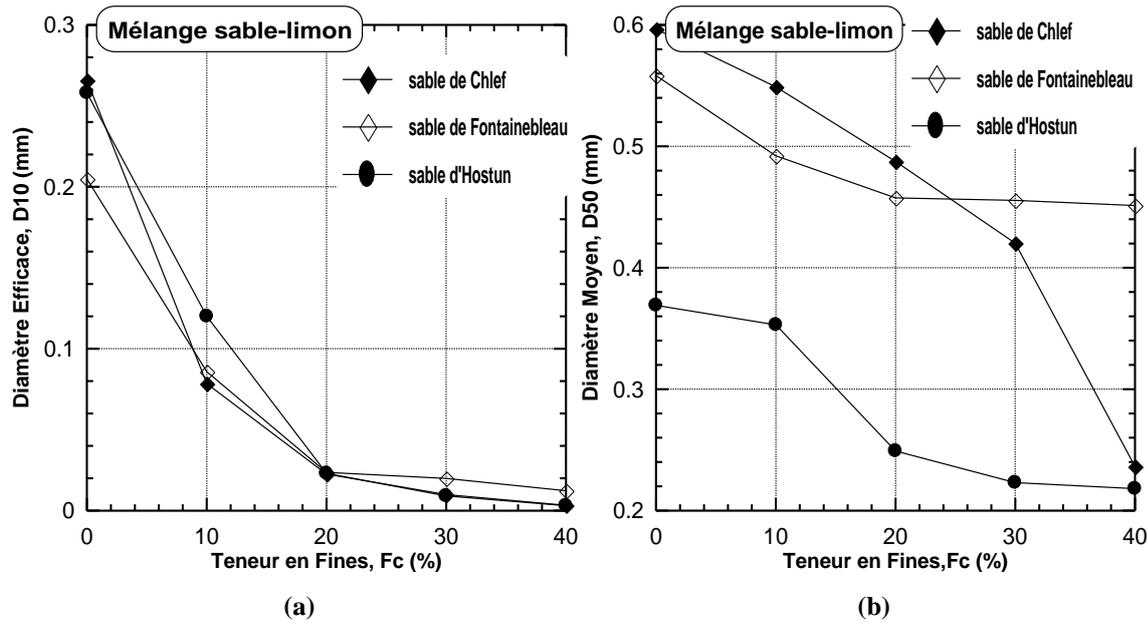


Figure 3.12 : Diamètres efficace et moyen en fonction de teneur en fines des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen

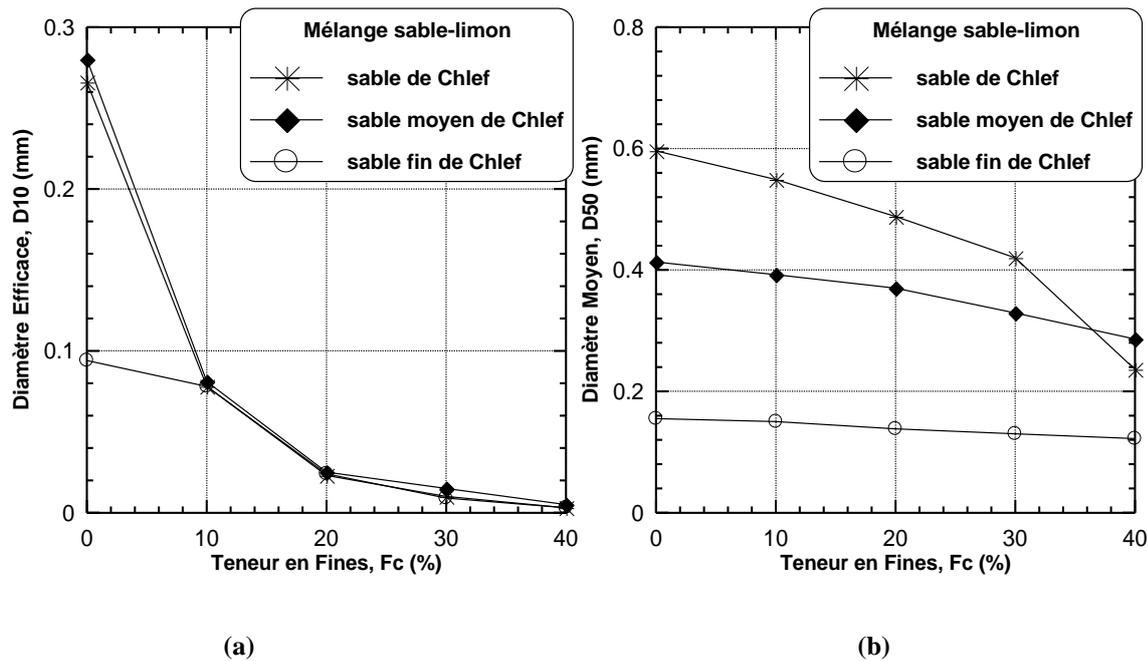
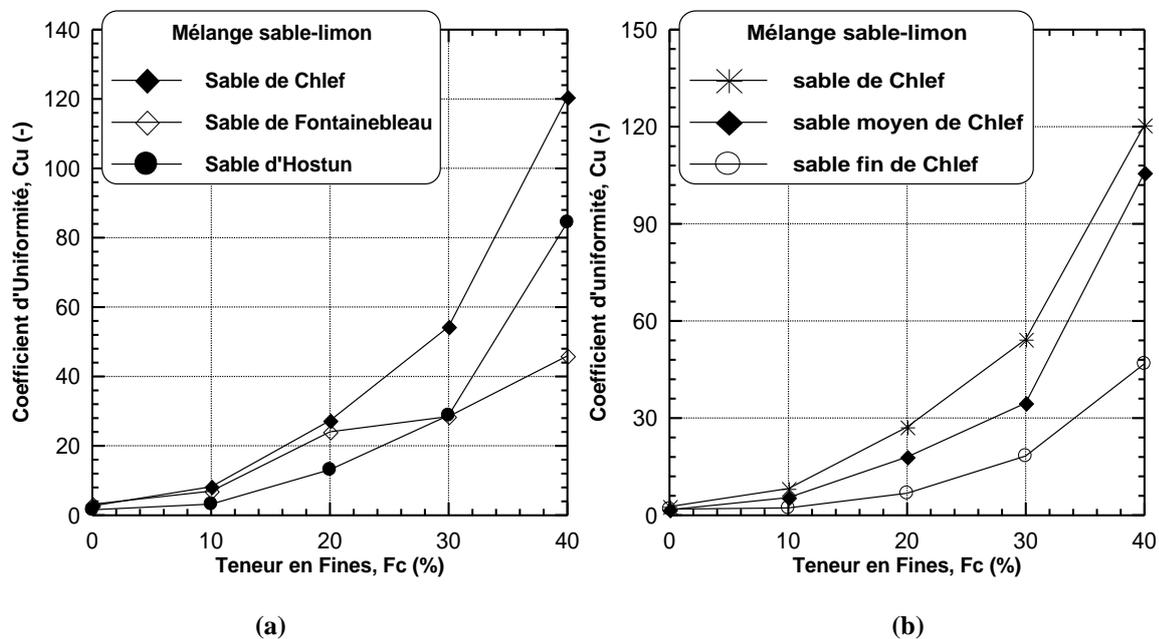


Figure 3.13 : Diamètres efficace et moyen en fonction de teneur en fines des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen

### 3.4.2.2 Coefficient d'uniformité

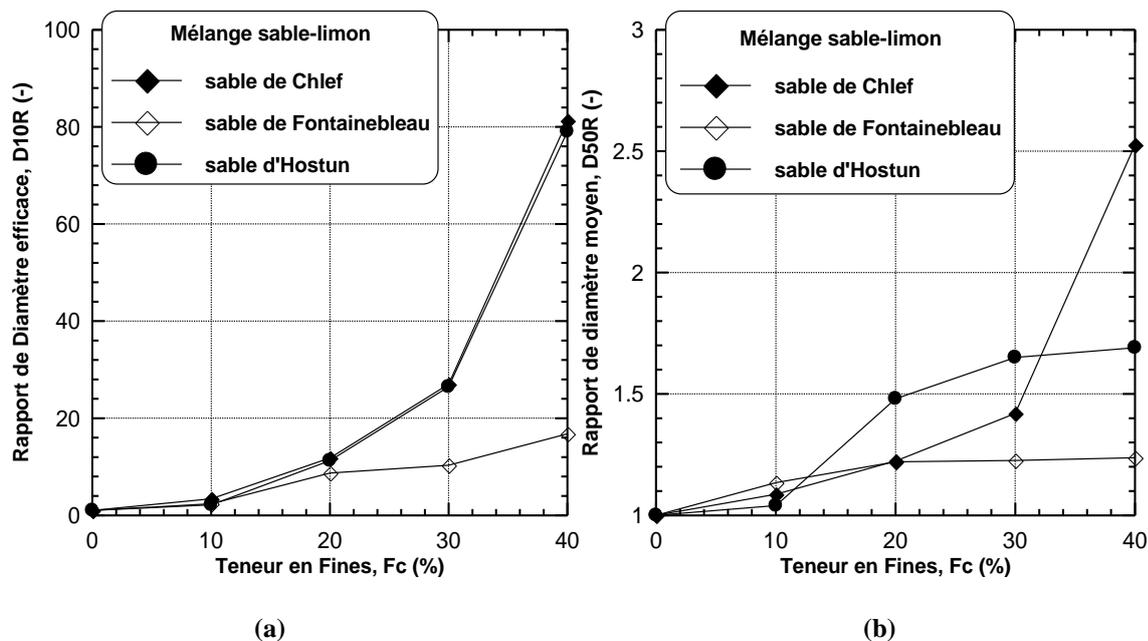
La figure 3.14 illustre la variation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) avec la fraction des fines peu plastiques des mélanges : sable de Chlef, sable moyen de Chlef, sable fin de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun pour la gamme des teneurs en fines variant de ( $F_c=0\%$  à  $F_c=40\%$ ). Il semble que l'augmentation de la teneur en fines peu plastiques induit une augmentation de coefficient d'uniformité pour les mélanges. En plus, on constate à partir de (Figure 3.14a) que le mélange sable de Chlef-limon est caractérisé par des coefficients d'uniformité plus élevés par rapport aux autres mélanges : sable de Fontainebleau-limon et sable d'Hostun-limon. Ceci est dû principalement à la distribution granulométrique des sables arrondis par rapport à celle des sables semi-arrondis et semi-anguleux. Cela signifie que les sables d'une forme arrondie présentent des coefficients d'uniformité élevés que les sables semi-arrondis et semi-anguleux. De même, (Figure 3.14b) présente la même tendance pour le mélange de sable de Chlef-limon par rapport aux mélanges de sable moyen de Chlef et sable fin de Chlef avec la teneur en fines qui est due principalement à la distribution de taille de sable de Chlef «  $D_{max}=2mm$  ». Cela signifie aussi que la grande taille des grains a une influence sur la distribution granulométrique en termes de coefficient d'uniformité des mélanges sable-limon.

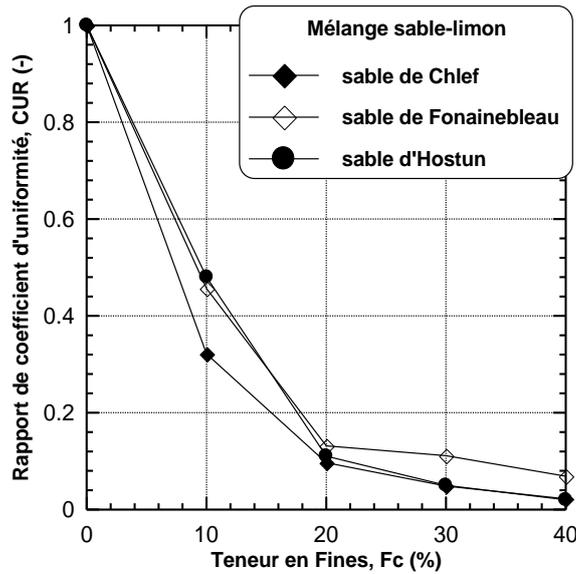


**Figure 3.14** : Coefficient d'uniformité en fonction de teneur en fines des mélanges sable-limon considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains

### 3.4.2.3 Rapport de la taille des grains

La figure 3.15 présente l'influence de la fraction des fines peu plastiques sur les rapports du diamètre efficace ( $D_{10R}$ ), diamètre moyen ( $D_{50R}$ ) et coefficient d'uniformité ( $C_{UR}$ ) des trois sables : sable de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun pour une gamme de teneur en fines ( $F_c=0\%$  à  $F_c=40\%$ ). On remarque que l'augmentation de fraction des fines peu plastiques de  $F_c=0\%$  à  $F_c=30\%$ , le rapport du diamètre efficace change de [ $1.00 < D_{10R} < 26,99$ ,  $1.00 < D_{10R} < 10,31$  et  $1.00 < D_{10R} < 26,45$ ] respectivement pour les sables de Chlef, Fontainebleau et Hostun. Lorsque la fraction des fines peu plastiques augmente de  $F_c=30\%$  à  $F_c=40\%$ , on remarque une tendance linéaire pour le rapport du diamètre efficace de 26,99 à 81,26 pour (sable de Chlef), de 10,31 à 16,76 pour (sable de Fontainebleau) et de 26,45 à 79,04 pour (sable d'Hostun). De plus, on observe la même tendance pour le rapport du diamètre moyen ( $D_{50R}$ ). On trouve que le rapport du diamètre moyen augmente avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques de ( $F_c=0\%$  à  $F_c=40\%$ ) pour les trois mélanges sable-limon. En outre, on remarque dans (Figure 3.15c) que le pourcentage de fines augmente de 0% à 10%, le rapport du coefficient d'uniformité diminue linéairement de [1,00 à 0,321, 1,00 à 0,456 et 1,00 à 0,480] pour les sables de Chlef, Fontainebleau et sable d'Hostun respectivement. Lorsque la teneur en fines peu plastiques augmente de 10% à 40 %, le rapport du coefficient d'uniformité change de  $0,321 < C_{UR} < 0,022$  pour (sable de Chlef),  $0,456 < C_{UR} < 0,068$  pour (sable de Fontainebleau) et  $0,48 < C_{UR} < 0,02$  pour (sable d'Hostun).

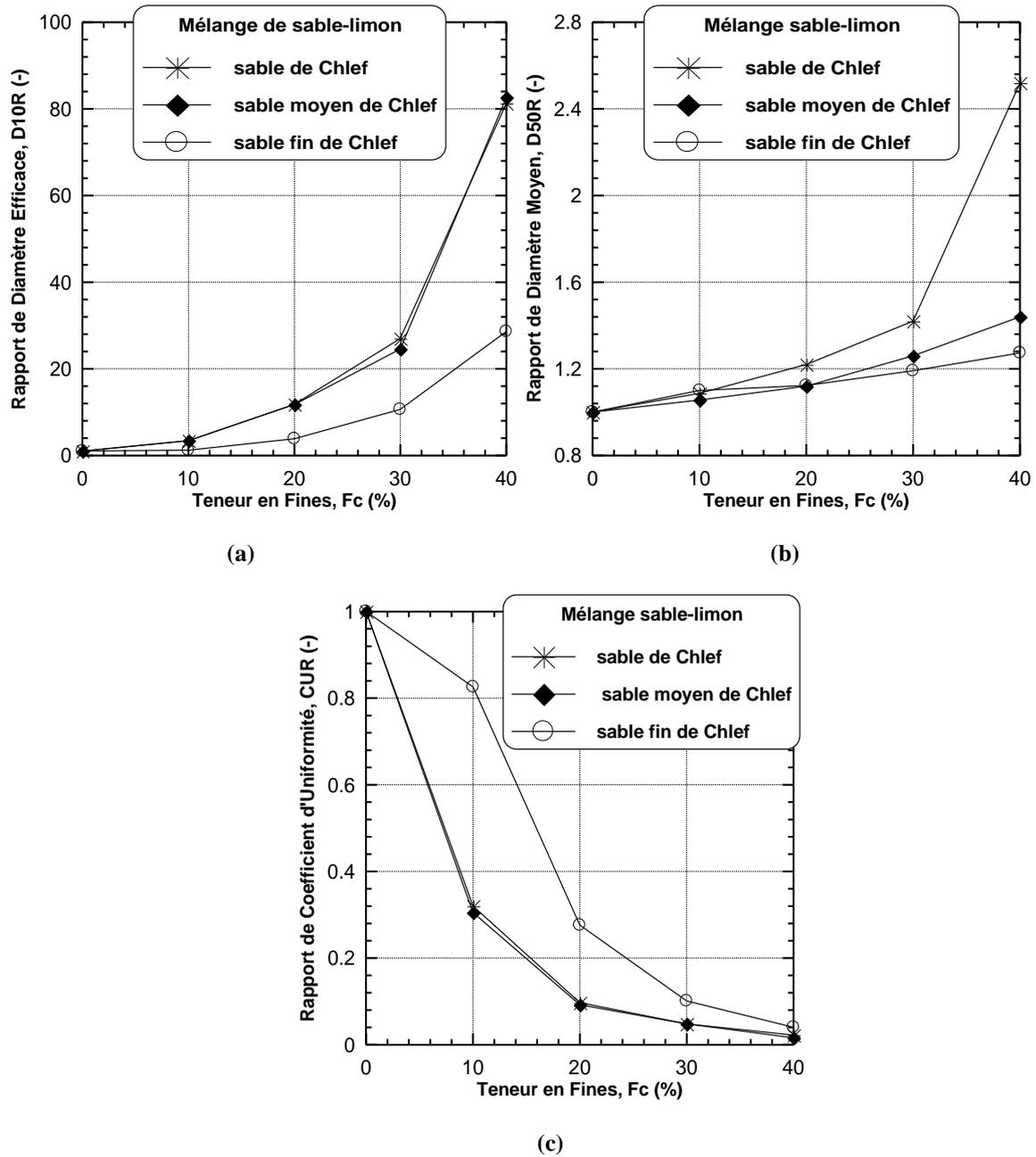




(c)

**Figure 3.15** : Rapport des tailles des grains en fonction de teneur en fines des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Rapport du diamètre efficace (b) Rapport du diamètre moyen (c) Rapport du coefficient d'uniformité

D'autre part, la relation entre les caractéristiques granulométriques en terme des rapports des tailles des grains ( $D_{10R}$ ,  $D_{50R}$  et  $C_{UR}$ ) et la fraction des fines peu plastiques des trois mélanges ; sable de Chlef-limon ( $D_{max}=2mm$ ), sable moyen de Chlef-limon ( $D_{max}=0.63mm$ ) et sable fin de Chlef-limon( $D_{max}=0.25mm$ ) pour une gamme de teneur en fines variant de 0% à 40% est présentée dans cette section. (Figure 3.16) montre que le rapport du diamètre efficace ( $D_{10R}$ ) et le rapport du diamètre moyen ( $D_{50R}$ ) augmentent avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques de 0% à 40% pour les mélanges sable-limon. Par contre, la tendance inverse a été observée pour les rapports du coefficient d'uniformité ( $C_{UR}$ ) qui diminue linéairement avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques des sables limoneux. De plus, le mélange sable de Chlef-limon est caractérisé par des rapports des tailles des grains ( $D_{10R}$  et  $D_{50R}$ ) élevés en comparaison aux mélanges sable moyen de Chlef-limon et sable fin de Chlef-limon. En effet, le mélange sable fin de Chlef-limon est caractérisé par des rapports des coefficients d'uniformité ( $C_{UR}$ ) élevés par rapport aux mélanges sable de Chlef-limon ( $D_{max}=2mm$ ) et sable moyen de Chlef-limon ( $D_{max}=0.63mm$ ).



**Figure 3.16 :** Rapport des tailles des grains en fonction de teneur en fines des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Rapport du diamètre efficace (b) Rapport du diamètre moyen (c) Rapport du coefficient d'uniformité

### 3.4.3 Influence des caractéristiques granulométriques sur la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon

#### 3.4.3.1 Diamètres efficace et moyen ( $D_{10}$ , $D_{50}$ )

Les effets du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et diamètre moyen des grains ( $D_{50}$ ) sur la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable limon sont abordés dans cette section. Les données obtenues sont présentées dans (Figures 3.15, 3.16) en vue d'analyser les effets d'addition d'une fraction des fines peu plastiques ( $I_p = 5\%$ ) et par conséquent les caractéristiques granulométriques des mélanges sable de Chlef, sable moyen de Chlef, sable fin de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec le limon de Chlef. On remarque que la résistance au cisaillement maximale ( $q_{max}$ ) augmente avec l'augmentation des différentes tailles des grains et des relations logarithmiques peuvent exprimer la corrélation entre ces paramètres pour la densité initiale ( $D_r = 52\%$ ) et gamme de teneur en fines peu plastiques ( $F_c = 0\% - 40\%$ ). Le résultat de ce travail de recherche est en bon accord avec les conclusions de (Yilmaz et al. 2008, Belkhatir et al. 2011 et Janalizadeh et al. 2013), ils ont trouvé que la résistance au cisaillement non drainée diminue progressivement avec la diminution des caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$  et  $D_{50}$ ).

En plus, on remarque que les valeurs élevées du diamètre efficace et moyen indiquent une résistance au cisaillement plus élevée par rapport aux tailles des grains faibles qui montrent une faible résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon. Ceci montre que ces mélanges sont plus susceptibles à la liquéfaction. Les expressions suivantes sont suggérées pour représenter la variation des différentes tailles des grains ( $D_{10}$  et  $D_{50}$ ) en fonction de la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) pour les mélanges sable-limon :

$$\text{Log}(q_{max}) = a \cdot \log(D_{10}, D_{50}) + c \quad (3.3)$$

Le tableau 3.3 illustre les coefficients a, c et le coefficient de corrélation ( $R^2$ ) pour les matériaux sélectionnés.

**Tableau 3.3** : Coefficients a, c et  $R^2$  pour équation (3.3)

Matériaux testés	Taille des grains	a	c	$R^2$
Sable de Chlef	$D_{10}$	1,80	-12,43	<b>0,91</b>
	$D_{50}$	0,33	-2,42	<b>0,66</b>
Sable de Fontainebleau	$D_{10}$	$2 \cdot 10^{-4}$	-0,008	<b>0,85</b>
	$D_{50}$	$1.2 \cdot 10^{-4}$	0,44	<b>0,85</b>
Sable d'Hostun	$D_{10}$	$3 \cdot 10^{-4}$	-0,03	<b>0,76</b>
	$D_{50}$	$2 \cdot 10^{-4}$	0,19	<b>0,95</b>
Sable moyen de	$D_{10}$	1,74	-12,18	<b>0,93</b>

Chlef	D <sub>50</sub>	0,15	-1,77	<b>0,97</b>
Sable fin de Chlef	D <sub>10</sub>	4,75	-26,52	<b>0,99</b>
	D <sub>50</sub>	0,34	-3,63	<b>0,99</b>

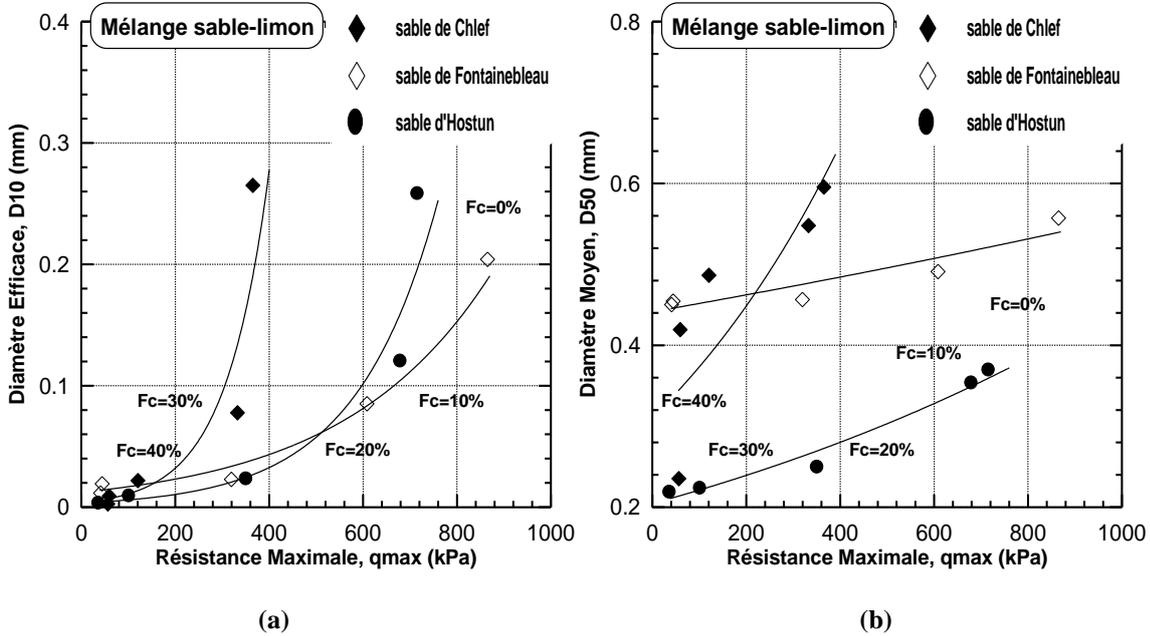


Figure 3.17 : Taille des grains en fonction de résistance maximale non drainée des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen

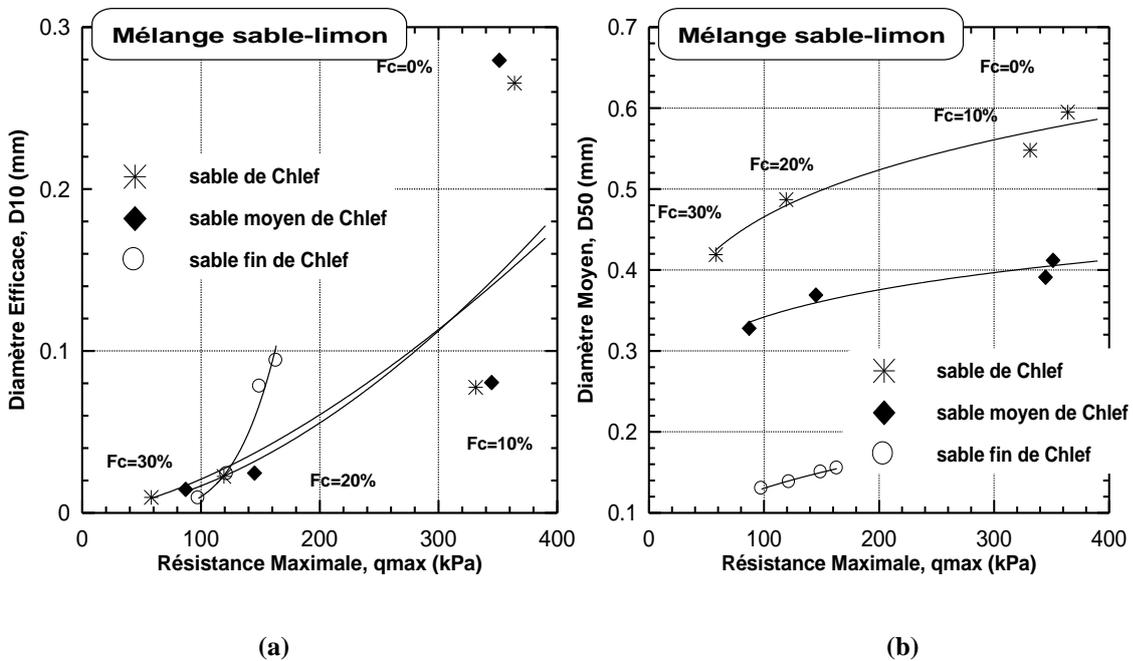


Figure 3.18 : Taille des grains en fonction de résistance maximale non drainée des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Diamètre efficace (b) Diamètre moyen

### 3.4.3.2 Coefficient d'uniformité

La figure (3.19) illustre l'influence du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) sur la résistance au cisaillement non drainée (résistance à la liquéfaction) des échantillons du sable limoneux reconstituées en laboratoire à une densité relative initiale ( $D_r = 52\%$ ) et soumis à une pression de confinement constante ( $P'_c = 100$  kPa). Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) diminue d'une façon logarithmique avec l'augmentation du coefficient d'uniformité pour les mélanges sable de Chlef-limon, sable moyen de Chlef-limon, sable fin de Chlef-limon, sable de Fontainebleau-limon et sable d'Hostun-limon. Cette diminution de résistance résulte au rôle des petites tailles des grains dans l'amplification de la phase de contractance des mélanges sable limon (Liu et al., 2014). Ceci est également en conformité avec les conclusions de (Belkhatir et al., 2011), lesquels ont trouvé que la résistance au cisaillement au pic du sable de Chlef mélangé avec des fines peu plastiques diminue avec l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ). En plus, le résultat de cette étude est en parfaite concordance avec les données publiées par (Yilmaz et al., 2008, Janalizadeh et al., 2013 et Wang et al., 2013), dans lequel ils ont conclu que les augmentations de  $C_u$  résultent une diminution progressive de résistance au cisaillement non drainée.

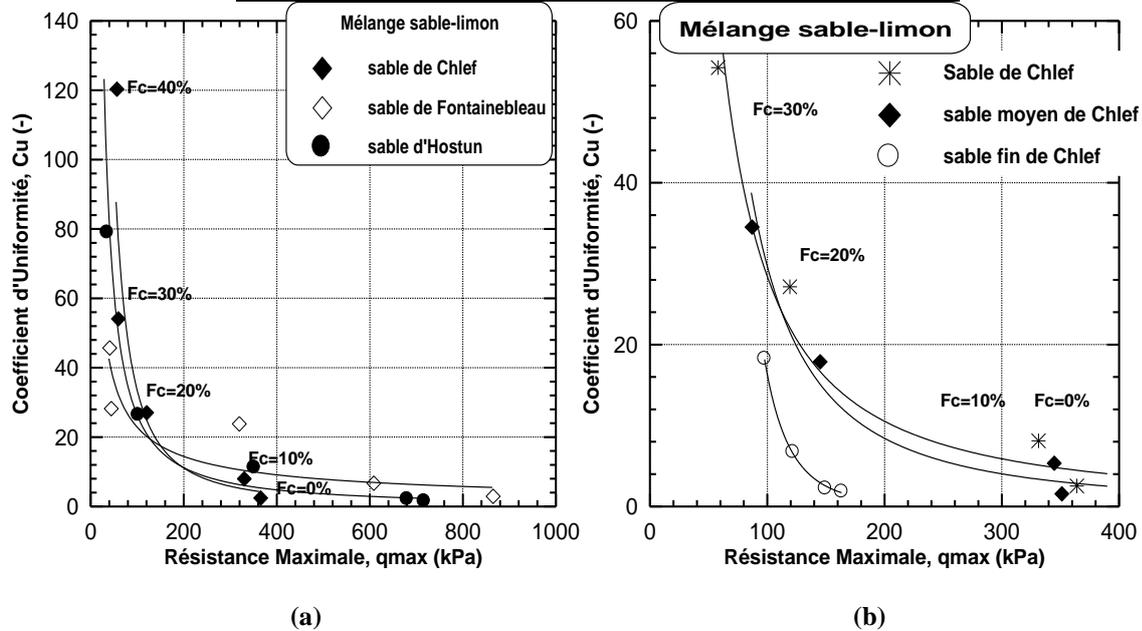
En effet, les données obtenues indiquent que le coefficient d'uniformité est élevé ( $C_u$ ), la résistance au cisaillement maximale est faible pour le mélange sable de Chlef- limon, alors que le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) est faible, la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable Fontainebleau et sable d'Hostun-limon est élevée. Cela indique que le mélange sable de Chlef-limon est plus susceptible de se liquéfier par rapport aux d'autres sables limoneux à savoir sable de Fontainebleau et sable d'Hostun. Ceci indique que la forme des grains a une influence notable sur la susceptibilité à la liquéfaction. De plus, la taille des grains a une influence significative sur la susceptibilité à la liquéfaction des mélanges sable-limon. On trouve que le mélange sable fin de Chlef-limon ( $D_{max}=0.25$ mm) qui est caractérisé par des coefficients d'uniformité et une résistance au cisaillement maximale non drainée faibles est très sensible à la liquéfaction en comparaison aux mélanges sable moyen de Chlef-limon ( $D_{max}=0.63$ mm) et sable de Chlef-limon ( $D_{max}=2$ mm). L'expression suivante est proposée pour évaluer la relation entre le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ).

$$\text{Log}(q_{\max}) = a \cdot \log(C_u) + c \quad (3.4)$$

Le tableau 3.4 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation R<sup>2</sup> pour les matériaux testés :

**Tableau 3.4** : Coefficients a, c et R<sup>2</sup> pour équation (3.4)

Matériaux testés	a	c	R <sup>2</sup>
Sable de Chlef	-1,59	10,84	<b>0,92</b>
Sable de Fontainebleau	-0,66	6,18	<b>0,78</b>
Sable d'Hostun	-1,23	8,94	<b>0,94</b>
Sable moyen de Chlef	-1,81	11,76	<b>0,87</b>
Sable fin de Chlef	-4,62	24,06	<b>0,99</b>



**Figure 3.19** : Coefficient d'uniformité en fonction de résistance maximale non drainée des mélanges sable-limon considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains

### 3.4.3.3 Rapport de la taille des grains

Les effets du rapport du diamètre efficace ( $D_{10R} = D_{10\text{sable}} / D_{10\text{mélange}}$ ), le rapport du diamètre moyen ( $D_{50R} = D_{50\text{sable}} / D_{50\text{mélange}}$ ) et le rapport du coefficient d'uniformité ( $C_{UR} = C_{\text{sable}} / C_{\text{mélange}}$ ) sur la résistance au cisaillement maximale non drainée (résistance à la liquéfaction) sont présentés sur (Figures 3.20, 3.21 et 3.22). On observe sur (Figure 3.20) que la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{\max}$ ) et le  $D_{10R}$  indiquent une bonne relation logarithmique pour les échantillons des sables limoneux

reconstitués avec la densité relative initiale ( $D_r = 52\%$ ). La résistance au cisaillement non drainée maximale augmente avec la diminution de rapport du diamètre efficace  $D_{10R}$  pour les mélanges sable-limon, indiquant que la structure des échantillons a une tendance plus stable que se traduit par l'augmentation de résistance à la liquéfaction pour les valeurs plus faibles de  $D_{10R}$ . Cependant, les mélanges sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec les fines peu plastiques de Chlef sont très sensibles à la liquéfaction pour les valeurs faibles du rapport du diamètre efficace ( $D_{10R}$ ) en comparaison au sable de Chlef-limon. D'autre part, on constate sur le Figure 3.20b que le sable fin de Chlef est beaucoup plus sensible à la liquéfaction par rapport au sable moyen de Chlef et sable de Chlef par suite l'intervalle réduite du rapport du diamètre efficace.

La figure 3.21 indique une augmentation significative de résistance au cisaillement non drainée pour les mélanges sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec le limon en comparaison avec le mélange sable de Chlef-limon, en particulier, pour les valeurs faibles de  $D_{50R}$ . Ce comportement peut être attribué au rôle de la forme des grains (semi-arrondie et semi-anguleuse) dans l'amplification de la dilatance du sable de Fontainebleau et sable d'Hostun en comparaison à la forme arrondie du sable de Chlef. On note que pour l'ensemble des mélanges, plus le rapport du diamètre moyen ( $D_{50R}$ ) est faible, la résistance à la liquéfaction est élevée et que les mélanges à base du sable de Chlef et limon de Chlef présentent un caractère contractant par rapport aux mélanges sable de Fontainebleau-limon et sable d'Hostun-limon pour la gamme des teneurs en fines testés. De plus, le mélange sable fin de Chlef-limon ayant des valeurs faibles de ( $D_{50R}$ ) est susceptible à la liquéfaction en comparaison avec le mélange sable moyen de Chlef-limon et sable de Chlef-limon.

La figure 3.22 illustre la variation de la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) avec le rapport du coefficient d'uniformité ( $C_{UR}$ ). La figure ci-dessus indique clairement une diminution de la résistance au cisaillement maximale avec la diminution de  $C_{UR}$  et l'augmentation des fines peu plastiques pour les mélanges testés. Il est également observé à partir de la (Figure 3.22) que la résistance au cisaillement maximale ( $q_{max}$ ) et le  $C_{UR}$  montrent une bonne relation logarithmique pour les échantillons des mélanges sable-limon reconstituées avec la densité relative initiale ( $D_r = 52\%$ ). Les données obtenues sur (Figure 3.22b), on indique que le mélange sable fin de Chlef-limon est sensible à la liquéfaction par rapport aux mélanges sable de Chlef et sable moyen de Chlef avec les fines peu plastiques qui sont caractérisés par des rapports du coefficient d'uniformité faibles. Les équations suivantes suggérées pour exprimer la relation entre la résistance au cisaillement maximale non drainée

( $q_{max}$ ) avec le rapport du diamètre efficace ( $D_{10R}$ ), le rapport du diamètre moyen ( $D_{50R}$ ) et le rapport du coefficient d'uniformité ( $C_{UR}$ ) des mélanges testés.

$$\text{Log}(q_{max}) = a \cdot \text{log}(D_{10R}) + c \tag{3.5}$$

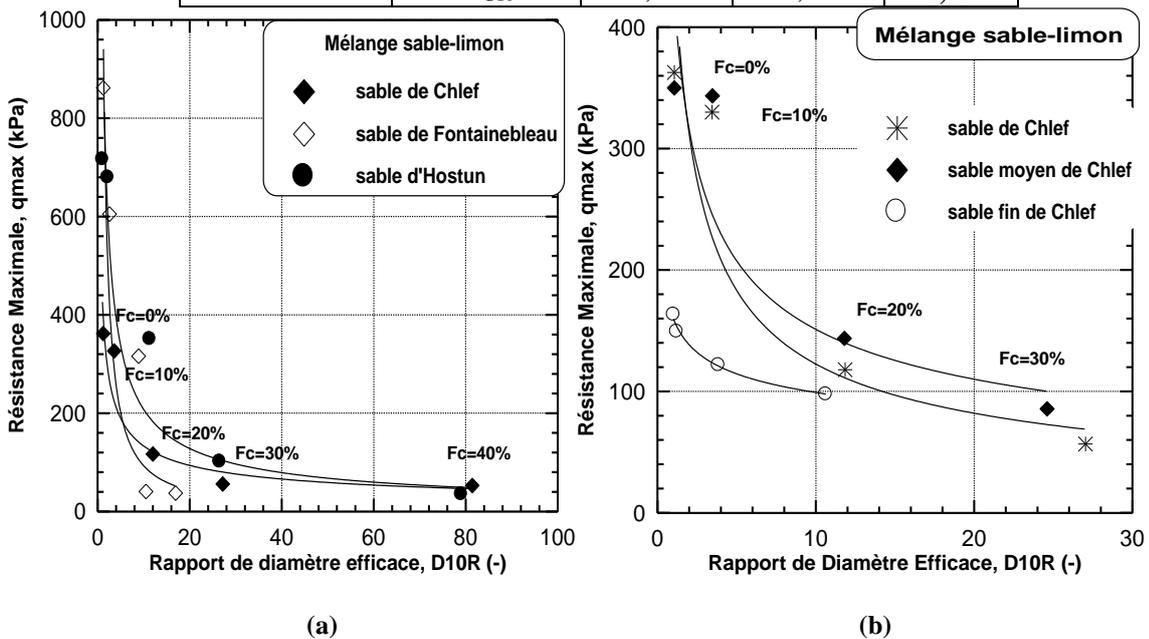
$$\text{Log}(q_{max}) = a \cdot \text{log}(D_{50R}) + c \tag{3.6}$$

$$\text{Log}(q_{max}) = a \cdot \text{log}(C_{UR}) + c \tag{3.7}$$

Le tableau 3.5 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation  $R^2$  pour les mélanges sable-limon ;

**Tableau 3.5 :** Coefficients a, c et  $R^2$  pour équations (3.5, 3.6, 3.7)

Matériaux testés	Taille des grains	a	c	$R^2$
Sable de Chlef	$D_{10R}$	-0,50	6,05	<b>0,91</b>
	$D_{50R}$	-2,00	5,53	<b>0,66</b>
	$C_{UR}$	0,58	6,09	<b>0,92</b>
Sable de Fontainebleau	$D_{10R}$	-1,11	7,08	<b>0,77</b>
	$D_{50R}$	-12,69	7,14	<b>0,60</b>
	$C_{UR}$	1,16	7,06	<b>0,77</b>
Sable d'Hostun	$D_{10R}$	-0,69	6,93	<b>0,91</b>
	$D_{50R}$	-4,55	6,75	<b>0,78</b>
	$C_{UR}$	0,77	6,95	<b>0,90</b>
Sable moyen de Chlef	$D_{10R}$	-0,45	6,07	<b>0,87</b>
	$D_{50R}$	-6,63	5,94	<b>0,91</b>
	$C_{UR}$	0,47	6,07	<b>0,87</b>
Sable fin de Chlef	$D_{10R}$	-0,20	5,07	<b>0,99</b>
	$D_{50R}$	-2,89	5,15	<b>0,84</b>
	$C_{UR}$	0,21	5,07	<b>0,99</b>



**Figure 3.20 :** Résistance maximale non drainée en fonction du rapport du diamètre efficace considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains

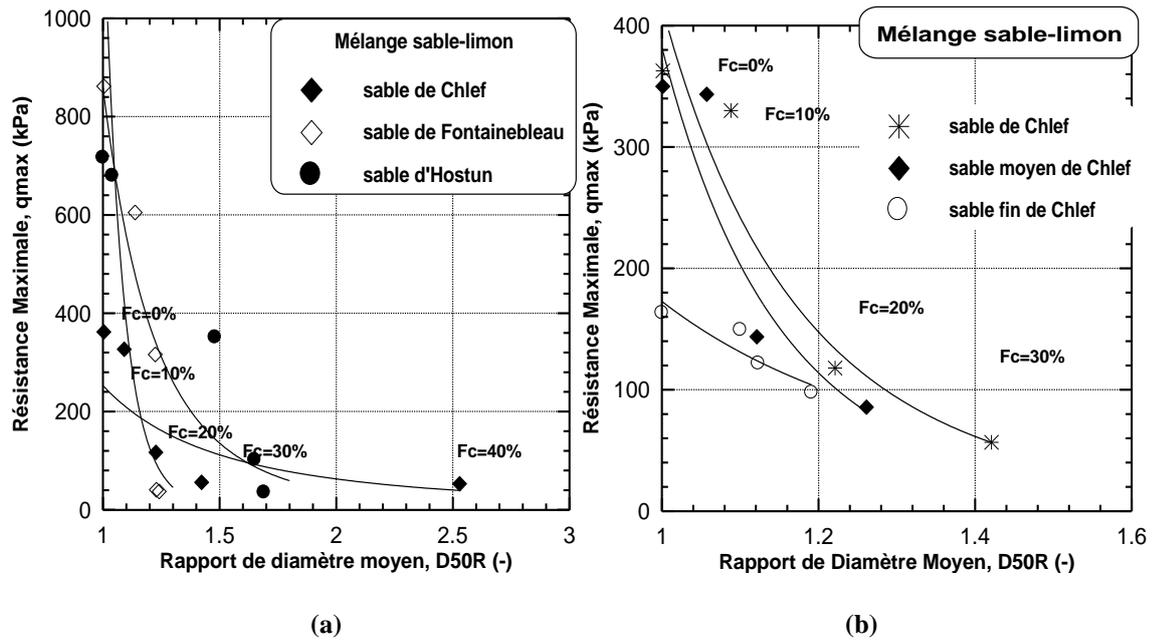


Figure 3.21 : Résistance maximale non drainée en fonction du rapport du diamètre moyen considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains

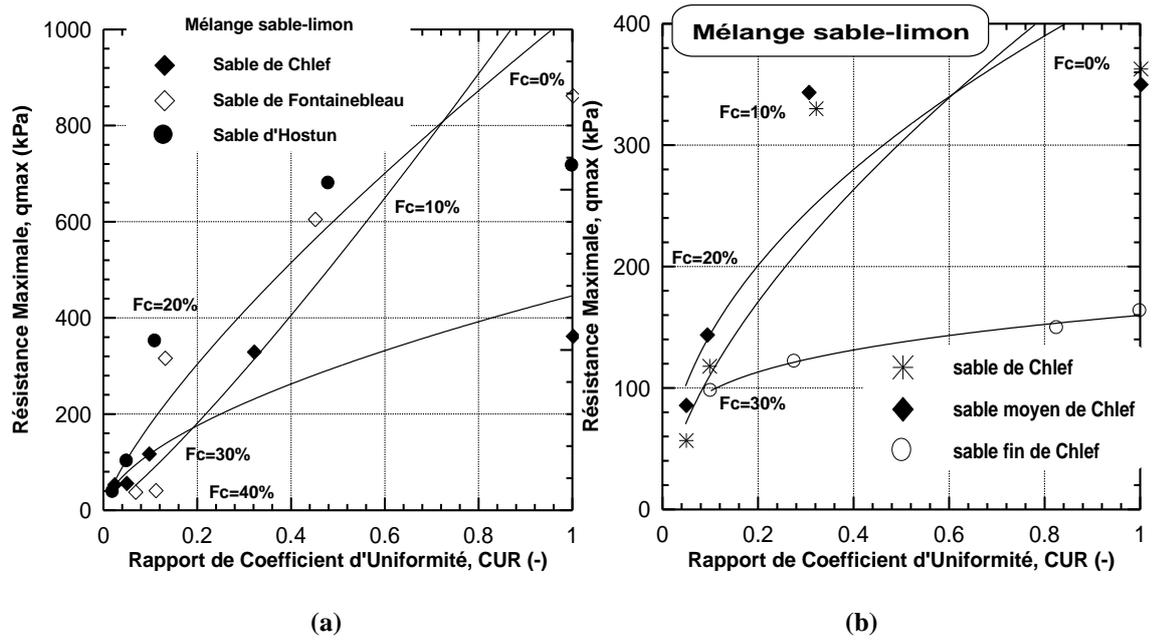


Figure 3.22 : Résistance maximale non drainée en fonction du rapport du coefficient d'uniformité considérant l'influence de (a) Forme des grains (b) Taille des grains

### 3.5. Conclusion

Ce chapitre comporte une analyse des résultats des essais effectués en compression non-drainée à l'appareil triaxial en vue d'étudier le comportement mécanique des mélanges sable-limon considérant différentes formes et tailles des grains. L'étude est basée sur cinq sables : sable de Chlef (d'une forme arrondie avec  $D_{\max}=2\text{mm}$ ), sable de Fontainebleau (d'une forme semi-arrondie avec  $D_{\max}=1\text{mm}$ ), sable d'Hostun (d'une forme semi-anguleuse avec  $D_{\max}=0.63\text{mm}$ ), sable moyen de Chlef (d'une forme arrondie avec  $D_{\max}=0.63\text{mm}$ ) et sable fin de Chlef (d'une forme arrondie avec  $D_{\max}=0.25\text{mm}$ ). Les échantillons ont été reconstitués en laboratoire avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ) et ont été soumis à une pression de confinement initiale ( $P'_c=100\text{ kPa}$ ).

Les résultats obtenus montrent que la forme des grains a une influence significative sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon. D'une part, pour les sables propres, celui de Fontainebleau présente une résistance au cisaillement non drainée très élevée par rapport au sable d'Hostun et sable de Chlef, ce qui explique par l'influence des grains semi arrondis et semi anguleux dans l'augmentation des forces inter-granulaires et par conséquent l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée. D'autre part, l'addition des fines peu plastiques aux sables a un effet significatif sur le comportement des mélanges ou ils participent dans l'augmentation des forces inter-granulaires des sols à grains semi-anguleux par rapport aux sols à grains semi-arrondis et arrondis pour les fractions des fines ( $F_c=10\%$ ,  $20\%$  et  $30\%$ ) ; pour les teneurs en fines élevés ( $F_c=40\%$ ), on note que les dernières agissent comme vides compressibles pour les mélanges du sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec le limon, par contre les fines peu plastiques commencent à participer aux forces inter-granulaires dans le cas du mélange sable de Chlef-limon de Chlef.

De plus, la taille des grains a un effet notable sur la résistance au cisaillement non drainée du sable limoneux. Pour les sables propres, on remarque que la résistance du sable de Chlef avec un diamètre maximal de ( $D_{\max}=2\text{mm}$ ) est plus élevée par rapport aux sables moyen et fin Chlef ( $D_{\max}=0.63\text{mm}$  et  $D_{\max}=0.25\text{mm}$ ) ce qui signifie que la distribution des grains de grande taille participe effectivement à l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée. Pour les fractions des fines ( $F_c=10\%$  et  $20\%$ ), la tendance est inversée due au rôle de la fraction des fines peu plastiques qui entraînent l'amplification des forces inter-granulaires du sable ayant des grains de petite taille par rapport aux sols reconstitués avec des grains de grande taille.

Pour la fraction des fines ( $F_c=30\%$ ), on remarque que les fines peu plastiques formés de grains de plus petite taille jouent un rôle considérable quant à l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée lorsqu'elles sont mélangées avec le sable fin de Chlef en comparaison avec les autres mélanges : sable de Chlef et sable moyen de Chlef mélangés avec les fines peu plastiques de Chlef.

En effet, les résultats obtenus montrent l'existence d'une corrélation étroite entre les caractéristiques de forme des grains en terme d'angularité et la sphéricité avec la teneur en fines peu plastiques. On note aussi que la présence des fines peu plastiques a un effet très significatif sur la résistance au cisaillement non drainée des différents mélanges sable-limon et que la taille et forme des grains des mélanges sable-limon ont une influence remarquable sur la distribution des grains des mélanges sable-limon en terme de caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$ ,  $C_u$ ,  $D_{10R}$ ,  $D_{50R}$  et  $C_{UR}$ ).

## **CHAPITRE 4**

# **INFLUENCE DE LA FORME ET TAILLE DES GRAINS SUR L'INSTABILITE DES MELANGES SABLE- LIMON**

---

Liquéfaction des sables et sables limoneux pourrait être étudiée à l'appareil triaxial en vue d'acquérir une meilleure compréhension de l'occurrence de ses mécanismes et les paramètres de contrôle comme la déformation qui est directement liée au phénomène de l'instabilité des sols. Le présent chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais triaxiaux en conditions non drainée pour appréhender les différents aspects de l'instabilité des mélanges sable-limon liés à la susceptibilité à la liquéfaction considérant l'effet de la forme et taille des grains de ces matériaux.

---

## **4.1. Influence de la pression de confinement sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon**

### **4.1.1 Introduction**

De nombreuses études ont montré que le comportement d'un sable peut être largement influencé par la pression de confinement. (Seed et Lee., 1966) ont rapporté que la résistance à la liquéfaction d'un sable saturé a été largement affectée par la pression de confinement. En effet, plus la pression de confinement est élevée plus la résistance à la liquéfaction est importante. (Kramer et Seed., 1988) ont également trouvé que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. (Vaid et Thomas., 1995) ont démontré que l'augmentation de la pression de confinement favorise un comportement plus contractant de sol. (Vaid et Sivathayalan., 1996) ont montré que la pression de confinement n'a pas d'influence sur la liquéfaction du sable lâche. Cependant, l'augmentation de la pression de confinement induit une augmentation de la résistance à la liquéfaction pour le cas du sable dense. (Yoshimine et Ishihara., 1998) ont réalisé quelques essais triaxiaux avec une gamme de la pression de confinement entre  $P'_c=100$  kPa et 3000 kPa. Ils ont constaté que la pression de confinement augmente la phase de contractance du sable. (Bouckovalas et al., 2002) ont indiqué que la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-limon est influencée par la pression de confinement ; ils ont constaté que l'augmentation de la teneur en fines induit une augmentation de la résistance à la liquéfaction pour le confinement de  $P'_c=49$  kPa et que la tendance inverse est observée pour le confinement de  $P'_c=196$ kPa. (Della et al., 2009) ont trouvé que la résistance à la liquéfaction de sable de Chlef augmente avec l'augmentation de la pression de confinement initiale de ( $P'_c=50$  kPa à 200 kPa).

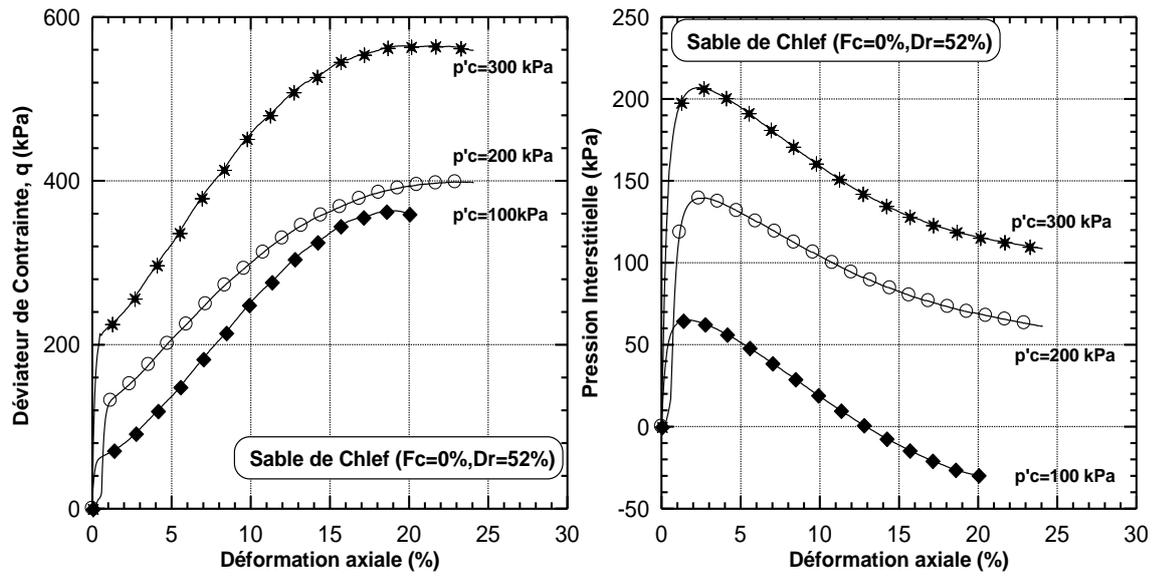
## 4.1.2 Résultats des essais en compression non drainée

### 4.1.2.1 Sable de Chlef

Les figures (4.1 à 4.3) présentent la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable de Chlef (ayant une forme arrondie) avec les fines peu plastiques ( $I_p=5\%$ ) pour une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). Les échantillons du mélange sable-limon ont été reconstitués avec les teneurs en fines ( $F_c=0\%$ , 10% et 30%) et soumis à trois pressions de confinement ( $P'_c=100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa). On remarque que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation de la pression de confinement de  $P'_c=100$  kPa à 300 kPa. Ce comportement est similaire aux travaux de (Kramer and Seed 1988, Yoshimine et Ishihara 1998, Della et al 2009 et Benahmed et al 2014). En outre, l'influence de la pression de confinement initiale ( $P'_c=100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa) est clairement observée pour la faible fraction des fines peu plastiques ( $F_c=0\%$ ), ( $q_{\max}=363.49$  kPa,  $q_{\max}=398.69$  kPa,  $q_{\max}=564.90$  kPa) et devient très prononcée pour la teneur en fines élevée ( $F_c=30\%$ ), ( $q_{\max}=57.40$  kPa,  $q_{\max}=128.80$  kPa,  $q_{\max}=207.30$  kPa) respectivement pour les trois pressions de confinement initiales considérées ( $P'_c=100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa).

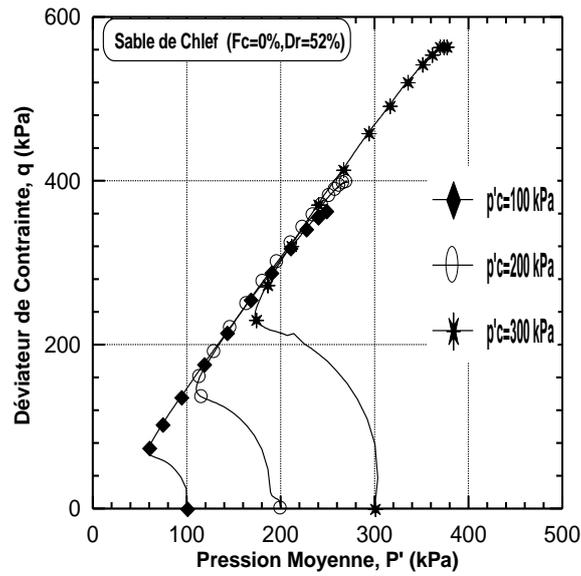
Les figures (4.1b à 4.3b) montrent l'évolution de la pression interstitielle de l'eau en fonction de la déformation axiale du mélange sable de Chlef-limon pour les différentes valeurs de ( $F_c=0\%$ , 10% et 30%) et ( $P'_c=100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa). On note une influence de la pression de confinement sur la pression interstitielle pour  $F_c=0\%$  ( $\Delta\mu_{\max}=65.15$  kPa,  $\Delta\mu_{\max}=139.6$  kPa,  $\Delta\mu_{\max}=206.8$  kPa). Cette influence devient remarquable pour la fraction des fines  $F_c=30\%$  ( $\Delta\mu_{\max}=85.75$  kPa,  $\Delta\mu_{\max}=166.40$  kPa,  $\Delta\mu_{\max}=246.90$  kPa). Le chemin de contrainte ( $p'$ ,  $q$ ) montre le rôle de la pression de confinement dans l'augmentation de la pression moyenne effective et le déviateur maximal des sables limoneux (Figures 4.1c à 4.3c).

a) -  $F_c=0\%$



(a)

(b)

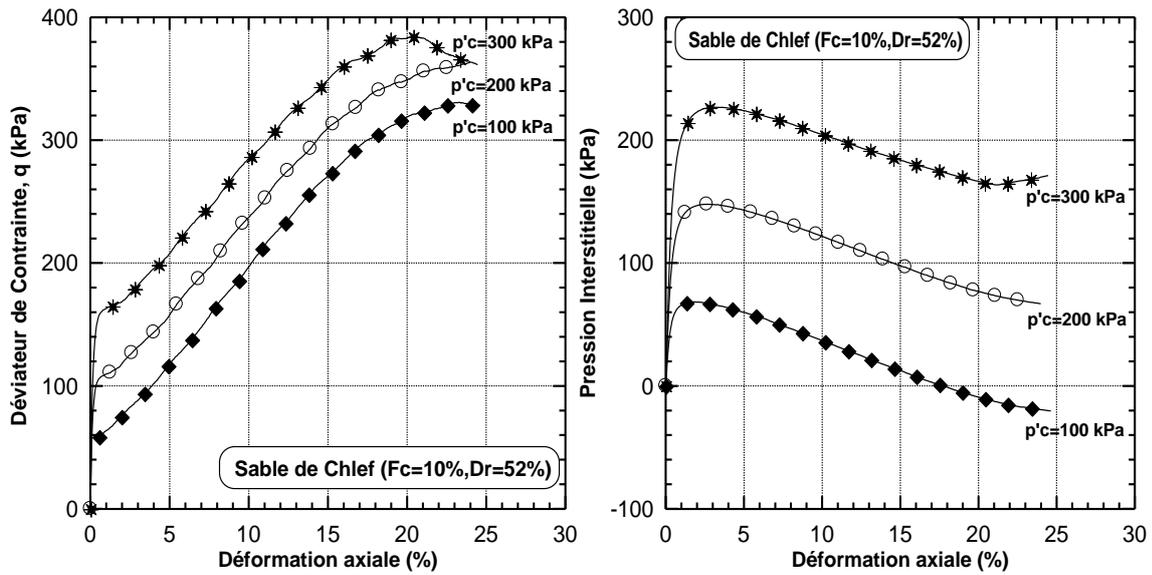


(c)

Figure 4.1 : Réponse non-drainée du sable de Chlef ( $F_c=0\%$ ,  $D_r=52\%$ )

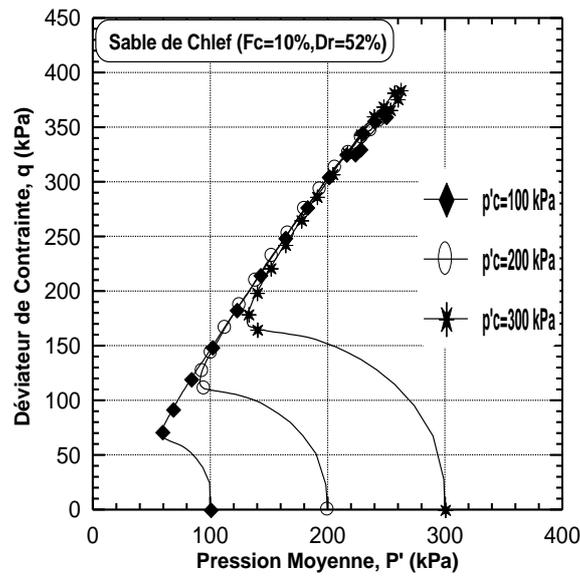
- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan  $(p', q)$

**b)-  $F_c=10\%$**



(a)

(b)



(c)

**Figure 4.2** : Réponse non-drainée du mélange sable de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=10\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan  $(p', q)$

c)-  $F_c=30\%$

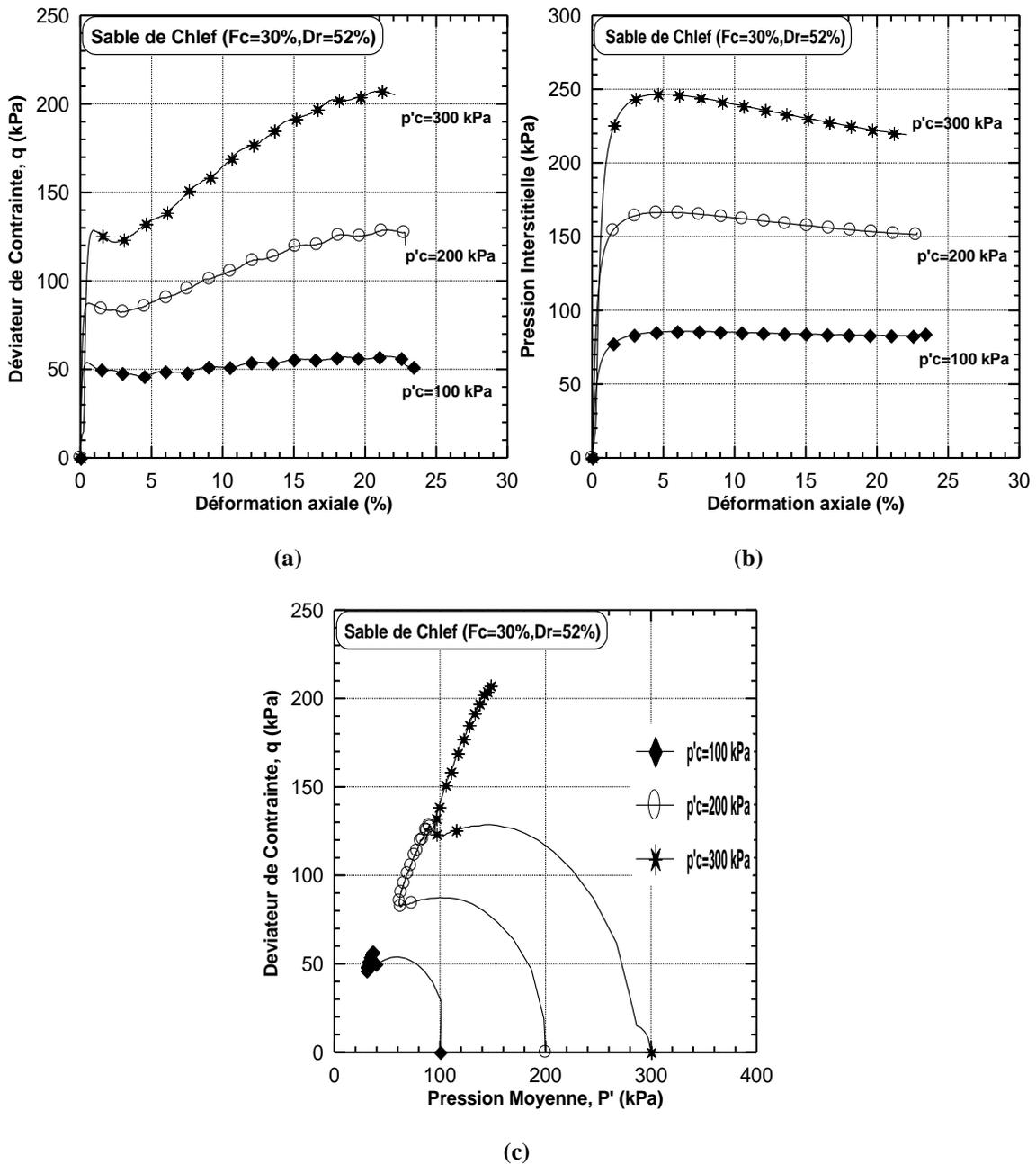


Figure 4.3 : Réponse non-drainée du mélange sable de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=30\%$ ,  $D_r=52\%$ )

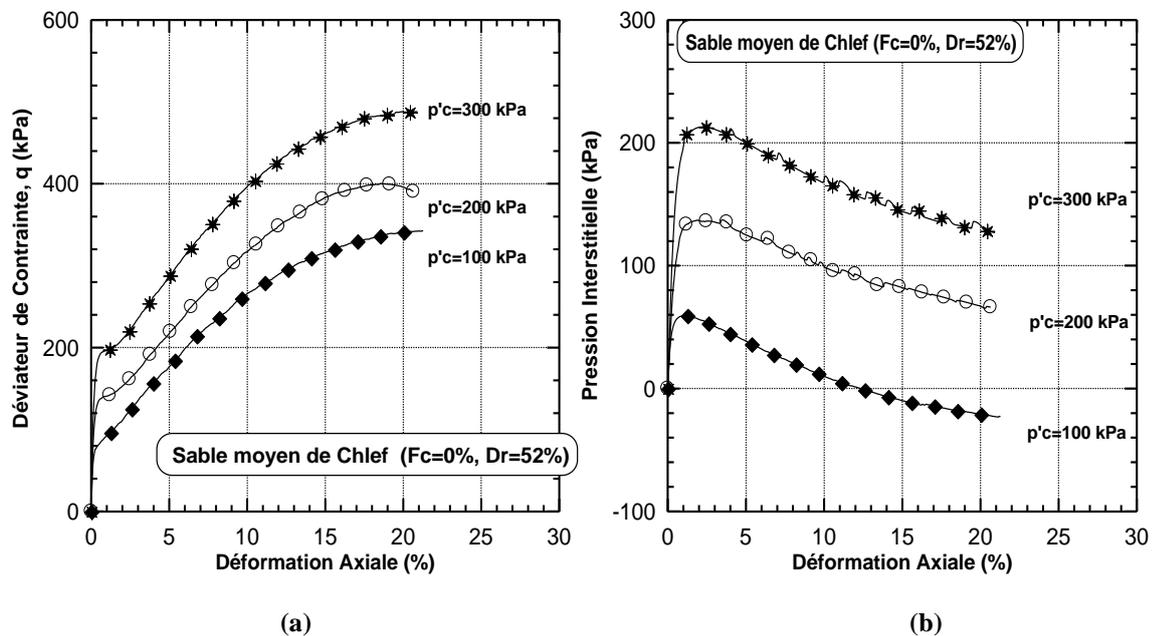
- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan  $(p', q)$

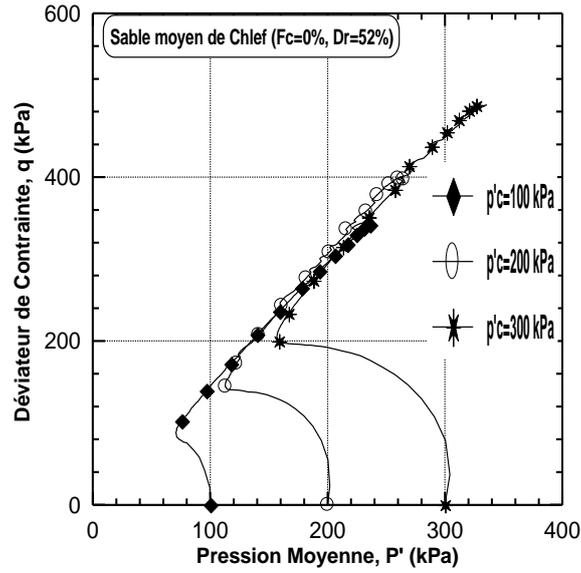
#### 4.1.2.2 Sable moyen de Chlef

Les Figures (4.4 à 4.6) présentent le comportement monotone non drainé du sable moyen de Chlef reconstitué en laboratoire avec des teneurs en fines peu plastiques ( $F_c=0\%$ , 10% et 30%) à une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). Les échantillons ont été soumis à trois pressions de confinement initiales ( $P'_c=100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa). On constate que la résistance au cisaillement non drainée (résistance à la liquéfaction) augmente avec l'augmentation de la pression de confinement initiale de  $P'_c=100$  kPa à  $P'_c=300$  kPa. Cette tendance est attribuée au rôle de confinement dans l'amplification des forces inter-granulaires dans les mélanges sable-limon. Cette constatation est similaire à celle observée par (Kramer et Seed., 1988, Yoshimine et Ishihara., 1998, Della et al., 2009 et Benahmed et al., 2014).

De plus, les figures 4.4b à 4.6b montrent que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de la pression de confinement initiale de  $P'_c=100$  kPa à  $P'_c=300$  kPa pour tous les mélanges sable-limon ( $F_c=0\%$ , 10% et 30%). Le chemin de contrainte ( $p'$ ,  $q$ ) montre le rôle de la pression de confinement dans l'augmentation de la pression moyenne effective et par conséquent augmente le déviateur maximal des mélanges sable-limon (Figures 4.4c, à 4.6c).

##### a)- ( $F_c=0\%$ )



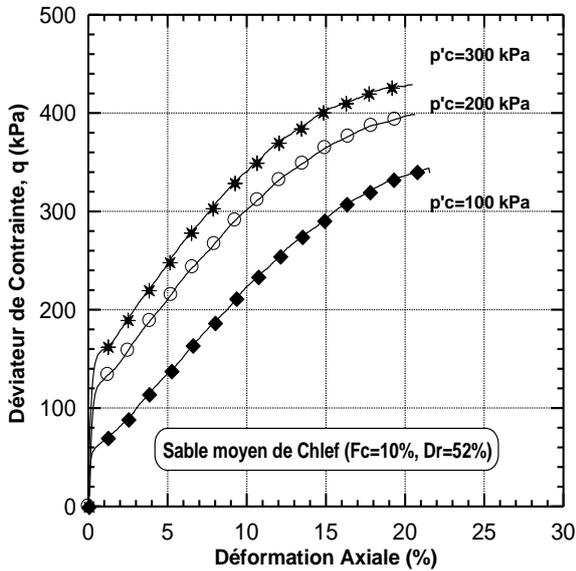


(c)

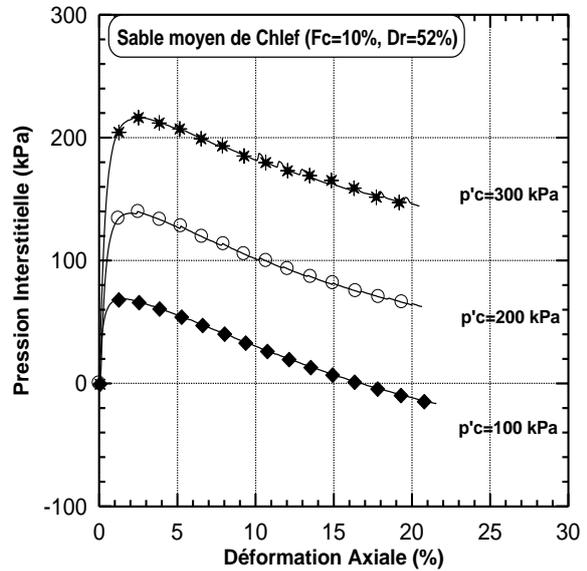
Figure 4.4 : Réponse non-drainée du sable moyen de Chlef ( $F_c=0\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

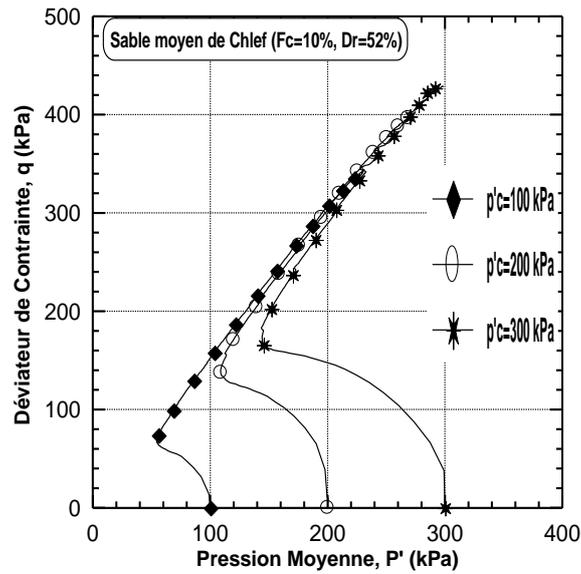
b)- ( $F_c=10\%$ )



(a)



(b)

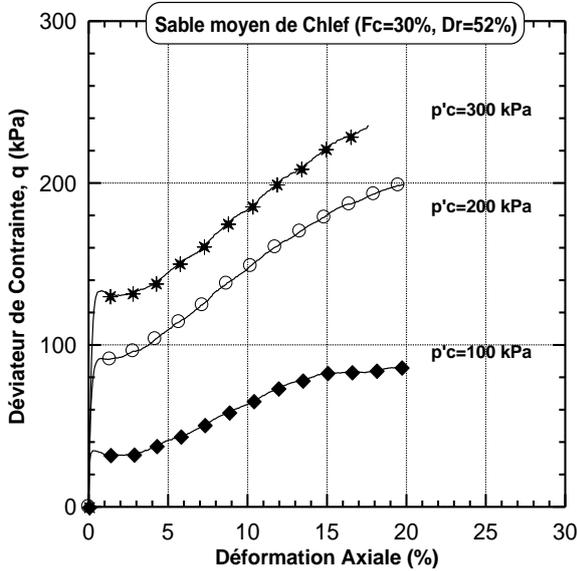


(c)

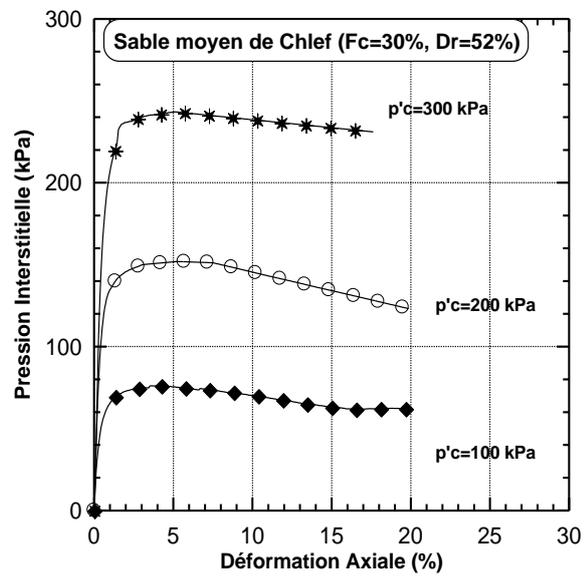
**Figure 4.5 :** Réponse non-drainée du mélange sable moyen de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=10\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

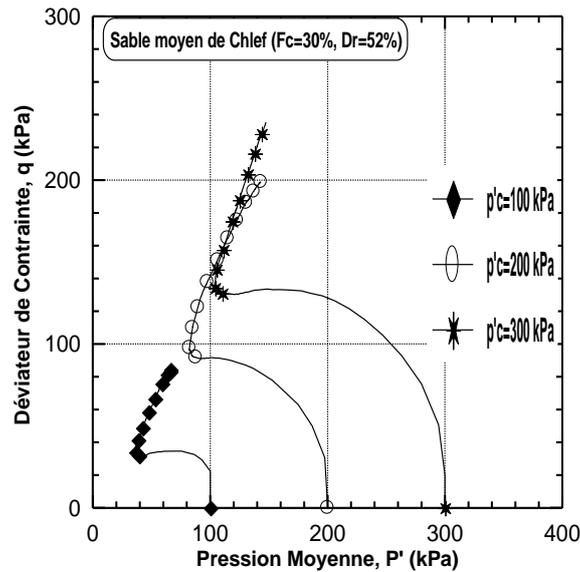
c)- ( $F_c=30\%$ )



(a)



(b)



(c)

**Figure 4.6 :** Réponse non-drainée du mélange sable moyen de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=30\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

#### 4.1.2.3 Sable fin de Chlef

Les figures (4.7 à 4.9) illustrent la réponse non drainée des échantillons du sable fin de Chlef ayant un diamètre maximal ( $D_{max}=0.25mm$ ) mélangés avec un limon peu plastique ( $I_p=5\%$ ) pour une gamme des teneurs en fines ( $F_c=0\%$ ,  $10\%$  et  $30\%$ ). Les échantillons ont été reconstitués en laboratoire avec une densité relative ( $D_r=52\%$ ) et soumis à trois pressions de confinement initiales ( $P'_c=100$  kPa,  $200$  kPa et  $300$  kPa). A partir de ces Figures, on constate que la résistance au cisaillement non drainée des différents échantillons de sable limoneux augmente avec l'augmentation de la pression de confinement initiale variant de  $P'_c=100$  kPa à  $P'_c=300$  kPa. Elle est clairement observée pour la fraction des fines peu plastiques  $F_c=0\%$ , ( $q_{max}=163.34$  kPa,  $q_{max}=262.25$ kPa,  $q_{max}=315.83$  kPa) et devient très notable pour la fraction des fines élevée  $F_c=30\%$  ( $q_{max}=97.64$  kPa,  $q_{max}=169.46$  kPa,  $q_{max}=231.93$  kPa) pour la densité relative étudiée ( $D_r=52\%$ ).

Les figures (4.7b à 4.9b) montrent l'évolution de la pression interstitielle de l'eau en fonction de la déformation axiale de mélange sable fin de Chlef-limon. On constate que l'influence de pression de confinement sur la pression interstitielle est clairement observée pour la faible teneur en fines ( $F_c=0\%$ ) ( $\Delta\mu_{max}=74.00$  kPa,  $\Delta\mu_{max}=156.60$  kPa,  $\Delta\mu_{max}=239.80$  kPa) et devient plus importante pour la fraction des fines peu plastiques élevée  $F_c=30\%$

( $\Delta\mu_{\max}=79.60$  kPa,  $\Delta\mu_{\max}=158.20$  kPa,  $\Delta\mu_{\max}=242.50$  kPa). Le chemin de contrainte ( $p'$ ,  $q$ ) montre le rôle de la pression de confinement dans l'augmentation de la pression moyenne effective et le déviateur maximal des sables limoneux (Figures 4.7c à 4.9c).

a) - ( $F_c=0\%$ )

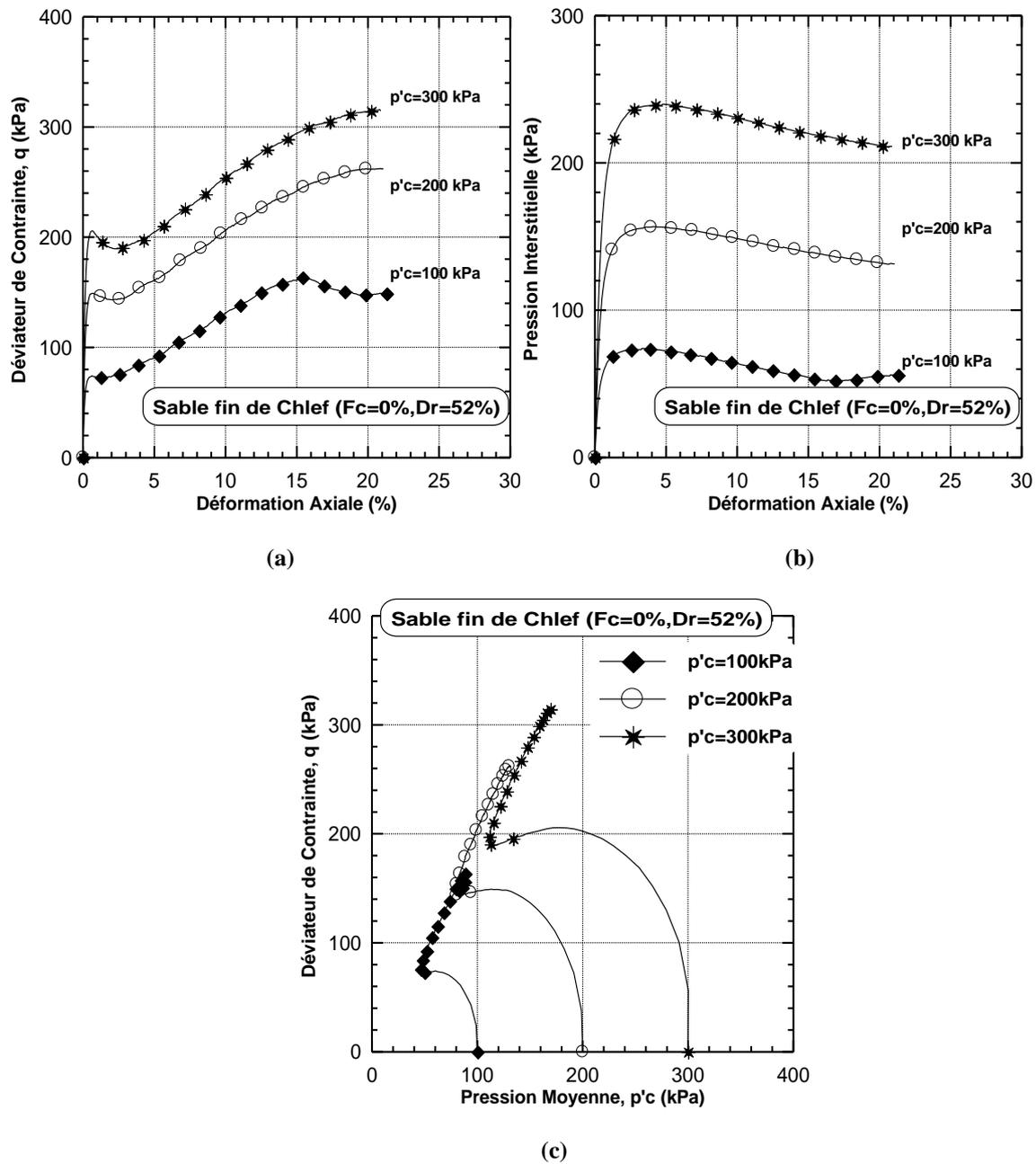
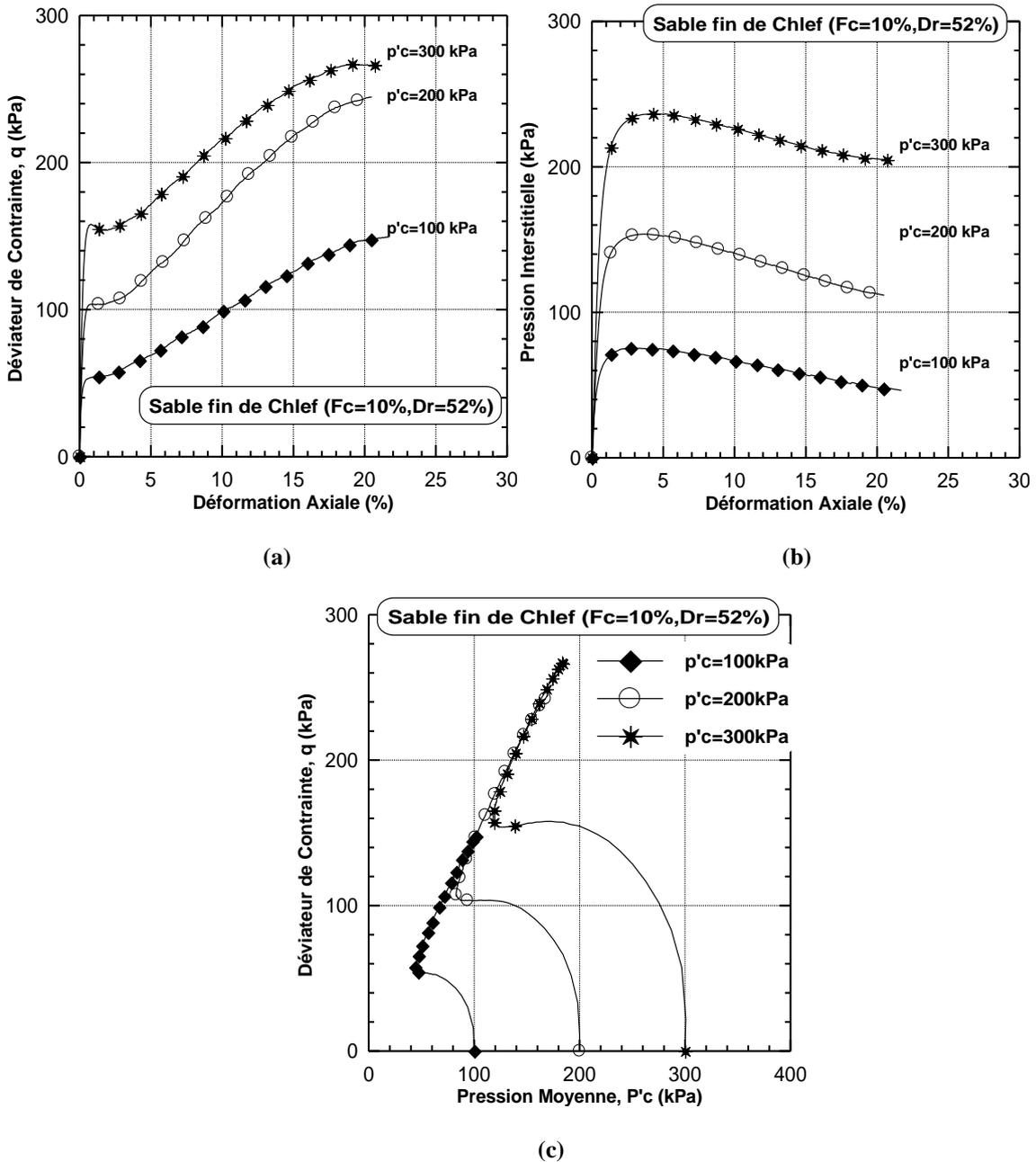


Figure 4.7 : Réponse non-drainée du sable fin de Chlef ( $F_c=0\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

**b) - ( $F_c=10\%$ )**



**Figure 4.8 :** Réponse non-drainée du mélange sable fin de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=10\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

c)- ( $F_c=30\%$ )

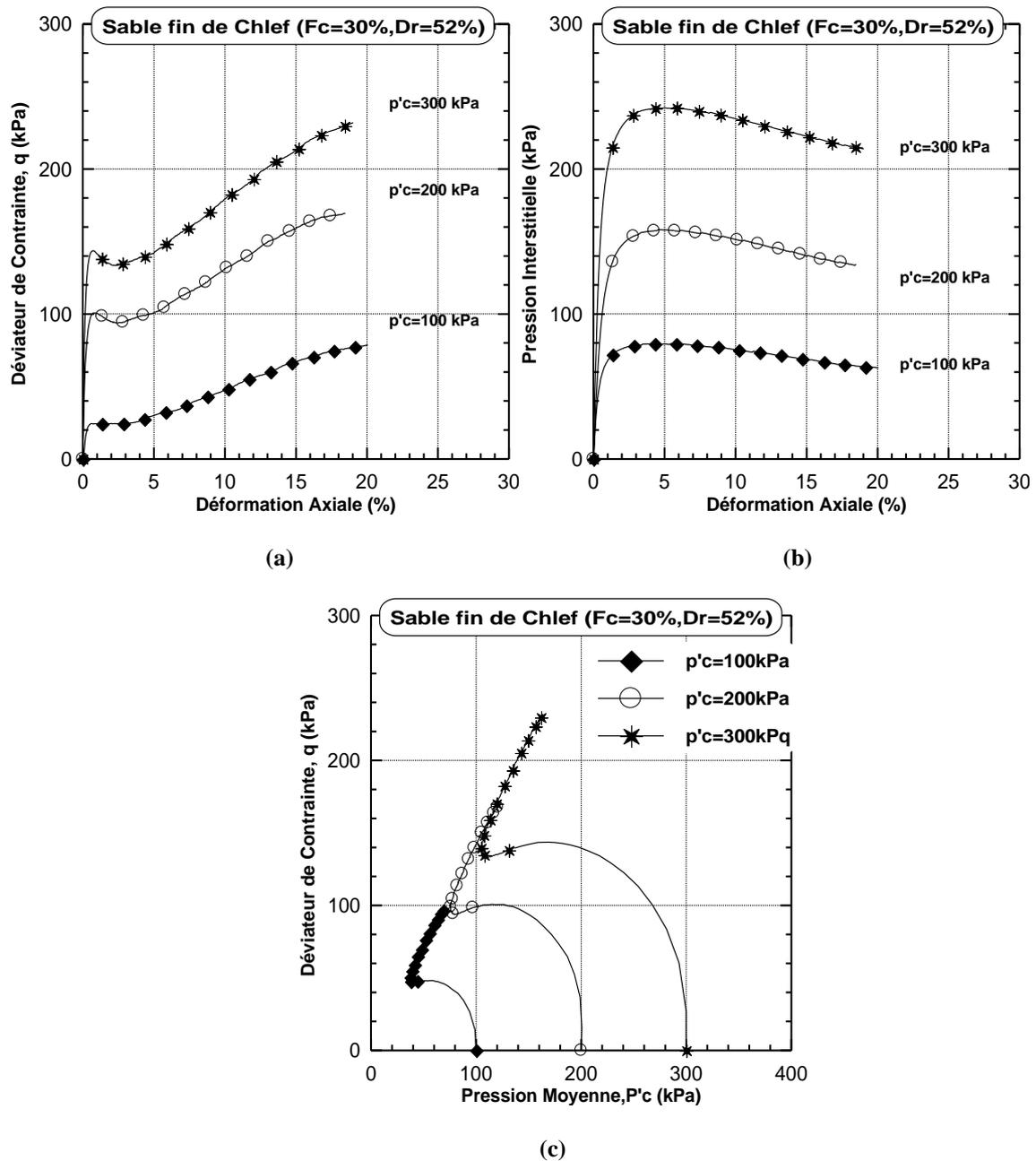


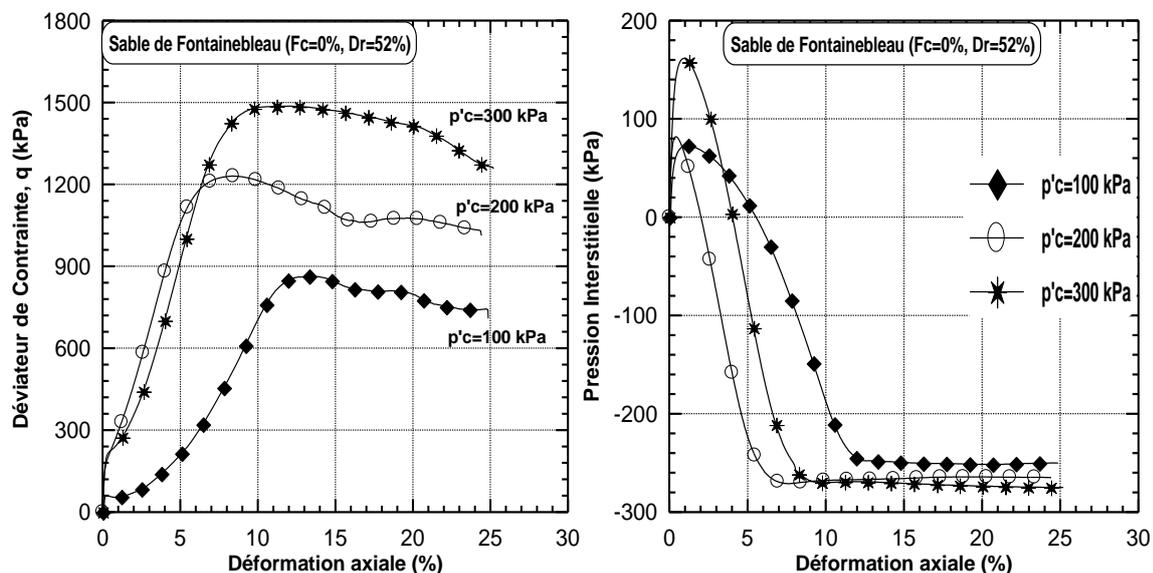
Figure 4.9 : Réponse non-drainée du mélange sable fin de Chlef-limon de Chlef ( $F_c=30\%$ ,  $D_r=52\%$ )

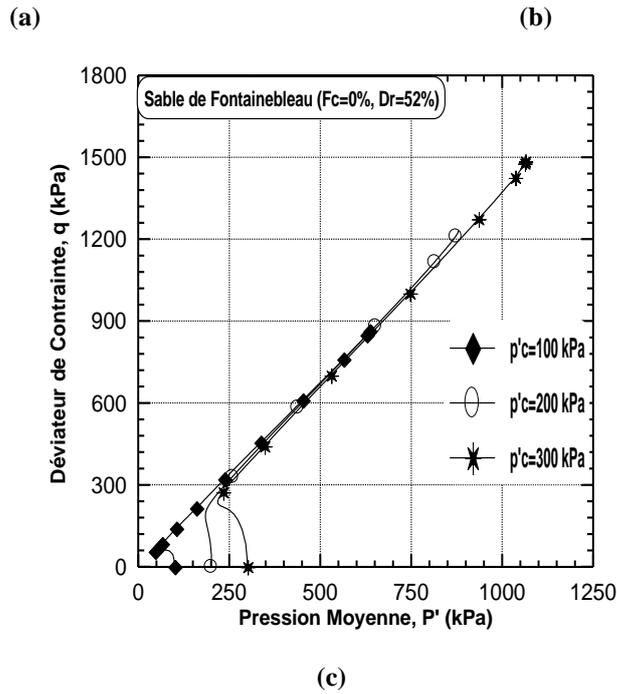
- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

#### 4.1.2.4 Sable de Fontainebleau

Les figures (4.10 à 4.12) montrent le comportement monotone non drainé des échantillons du sable de Fontainebleau reconstitués avec une teneur en fines peu plastiques de 0%, 10% et 30% à une densité relative initiale ( $D_r = 52\%$ ). Tous les échantillons ont été soumis aux trois pressions de confinement initiales ( $P'_c = 100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa). On constate que la résistance au cisaillement non drainée (résistance à la liquéfaction statique) des échantillons du sable limoneux augmente avec l'augmentation de la pression de confinement de  $P'_c=100$  kPa à  $P'_c = 300$  kPa. Cette augmentation est très remarquable ( $863,4$  kPa  $\leq q_{max} \leq 1486,4$  kPa et  $606,5$  kPa  $\leq q_{max} \leq 954$  kPa) pour les faibles teneurs en fines ( $F_c = 0\%$  et 10%) et devient très modérée ( $42,3$  kPa  $\leq q_{max} \leq 172,1$  kPa) pour la teneur en fines ( $F_c = 30\%$ ). Les résultats de cette recherche sont en bon accord avec ceux de (Kramer et Seed., 1988, Yoshimine et Ishihara., 1998, Della et al., 2009 et Benahmed et al., 2014). Les figures (4.10b à 4.12b) illustrent l'évolution de la surgénération de la pression interstitielle de l'eau en fonction de la déformation axiale pour les mélanges sable de Fontainebleau-limon de Chlef. Les échantillons ayant des teneurs en fines faibles ( $F_c = 0\%$  et 10%) présentent des valeurs faibles de la pression interstitielle ( $72,8$  kPa  $\leq \Delta_{umax} \leq 161,5$  kPa et  $61,5$  kPa  $\leq \Delta_{umax} \leq 211,7$  kPa). Par contre, les échantillons ayant une teneur en fines plus élevée ( $F_c = 30\%$ ) présentent des valeurs élevées de pression interstitielle ( $91,2$  kPa  $\leq \Delta_{umax} \leq 265,4$  kPa). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre clairement le rôle de la pression de confinement dans l'augmentation de la pression moyenne effective et contrainte déviatorique maximale des échantillons du sable limoneux (Figures 4.10c à 4.12c).

##### a)- ( $F_c=0\%$ )





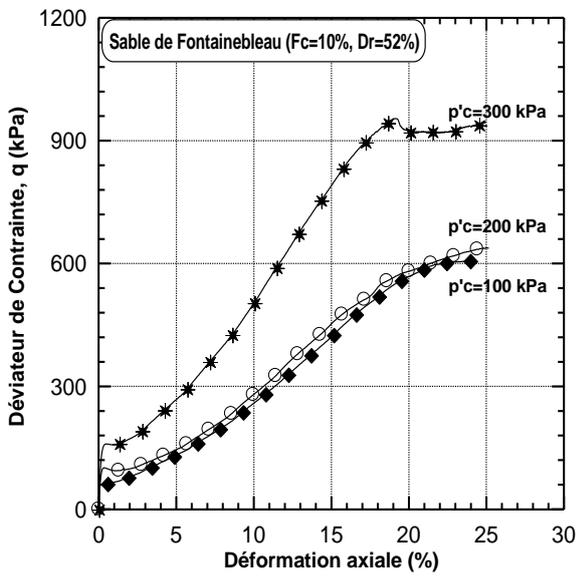
**Figure 4.10** : Réponse non-drainée du sable de Fontainebleau ( $F_c=0\%$ ,  $D_r=52\%$ )

(a) : Evolution de déviateur de contrainte

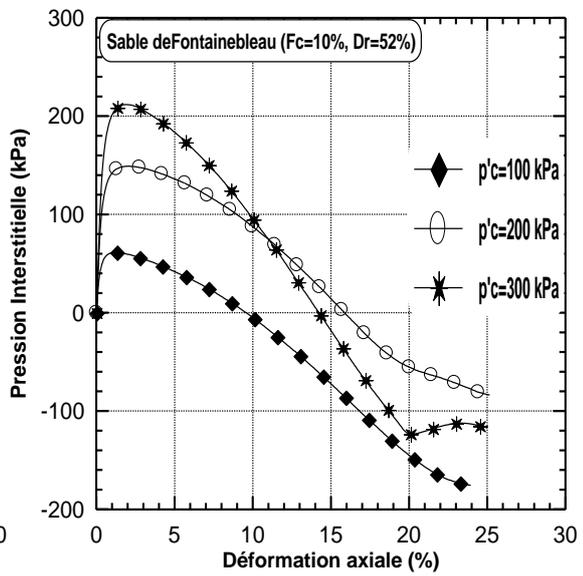
(b) : Evolution de la pression interstitielle

(c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

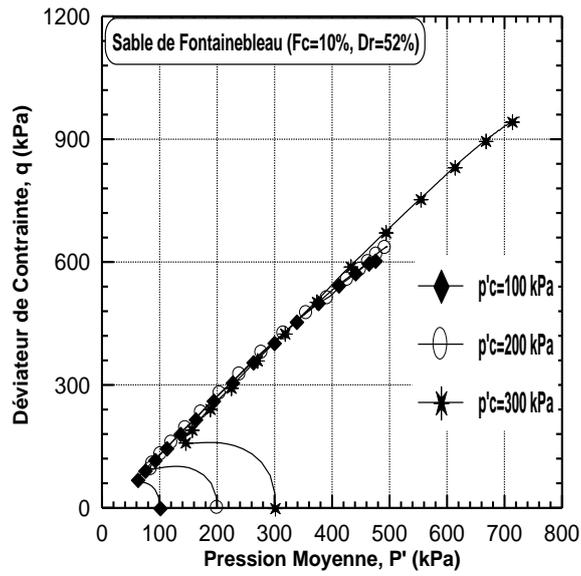
b)- ( $F_c=10\%$ )



(a)



(b)



(c)

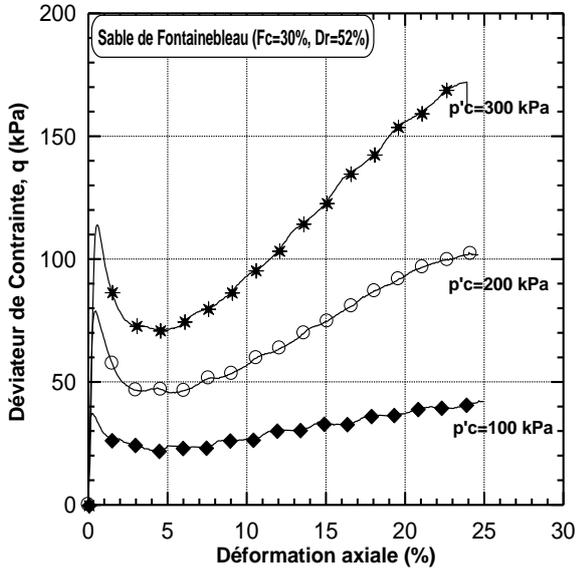
**Figure 4.11** : Réponse non-drainée du mélange sable de Fontainebleau-limon de Chlef ( $F_c=10\%$ ,  $D_r=52\%$ )

(a) : Evolution de déviateur de contrainte

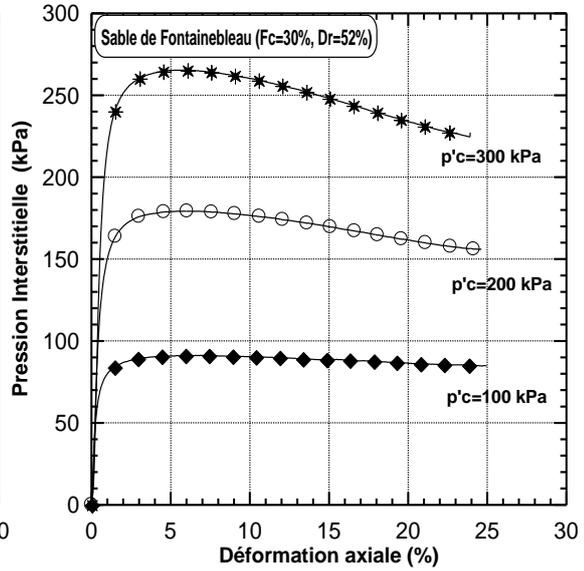
(b) : Evolution de la pression interstitielle

(c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

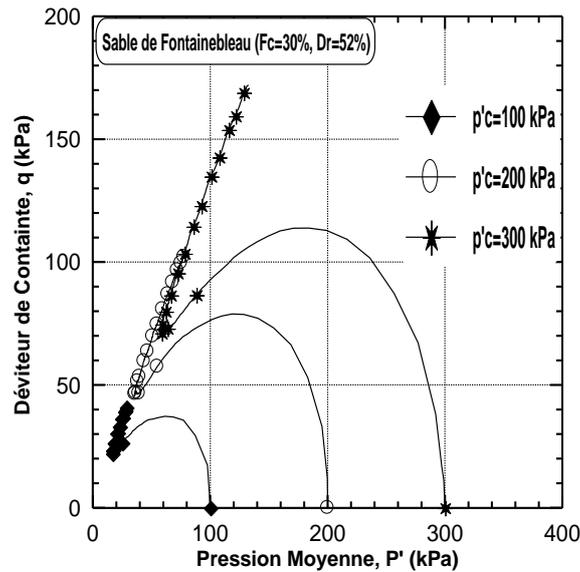
c)- ( $F_c=30\%$ )



(a)



(b)



(c)

**Figure 4.12 :** Réponse non-drainée du mélange sable de Fontainebleau-limon de Chlef ( $F_c=30\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

#### 4.1.2.5 Sable d'Hostun

Les figures (4.13 à 4.15) illustrent la réponse monotone non drainée des échantillons du sable d'Hostun mélangés avec le limon peu plastique de Chlef ( $I_p=5\%$ ) pour une gamme de teneur en fines ( $F_c=0\%$ ,  $10\%$  et  $30\%$ ). Tous les échantillons ont été reconstitués en laboratoire avec une densité relative initiale ( $D_r = 52\%$ ) et soumis à trois pressions de confinement initiales ( $P'_c = 100$  kPa,  $200$  kPa et  $300$  kPa). D'après ces Figures, on indique que la résistance à la liquéfaction statique des échantillons du sable limoneux augmente avec l'augmentation de la pression de confinement initiale de  $P'_c=100$  kPa à  $P'_c = 300$  kPa (Figures 4.13a à 4.15a). Cette augmentation est très prononcée pour le sable propre ( $F_c=0\%$ ) ( $716.76$  kPa  $\leq q_{max} \leq 1187.75$  kPa) et la teneur en fines peu plastiques ( $F_c=10\%$ ) ( $679.93$  kPa  $\leq q_{max} \leq 986.85$  kPa) et elle devient modérée pour la fraction des fines peu plastique élevée ( $F_c=30\%$ ) ( $101.71$  kPa  $\leq q_{max} \leq 305.32$  kPa). Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de (Kramer et Seed., 1988, Yoshimine et Ishihara., 1998, Della et al. 2009., et Benahmed et al., 2014). Les figures (4.13b à 4.15b) montrent la variation de la pression interstitielle de l'eau avec la déformation axiale pour les mélanges sable d'Hostun-limon de Chlef. Les échantillons ayant des teneurs en fines faibles ( $F_c = 0\%$  et  $10\%$ ) indiquent des valeurs de pression interstitielle faibles ( $36$  kPa  $\leq \Delta_{umax} \leq 119.40$  kPa et  $52.8$  kPa  $\leq \Delta_{umax} \leq 174$  kPa). Par contre, les échantillons ayant une teneur en fines élevée ( $F_c = 30\%$ ) présente des valeurs de pression

interstitielle élevées ( $86.20 \text{ kPa} \leq \Delta_{\text{umax}} \leq 245.70 \text{ kPa}$ ). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre clairement le rôle de la pression de confinement dans l'augmentation de la pression moyenne effective et par conséquent augmente la contrainte déviatorique maximale des mélanges sable d'Hostun-limon (Figures 4.13c à 4.15c).

a)- ( $F_c=0\%$ )

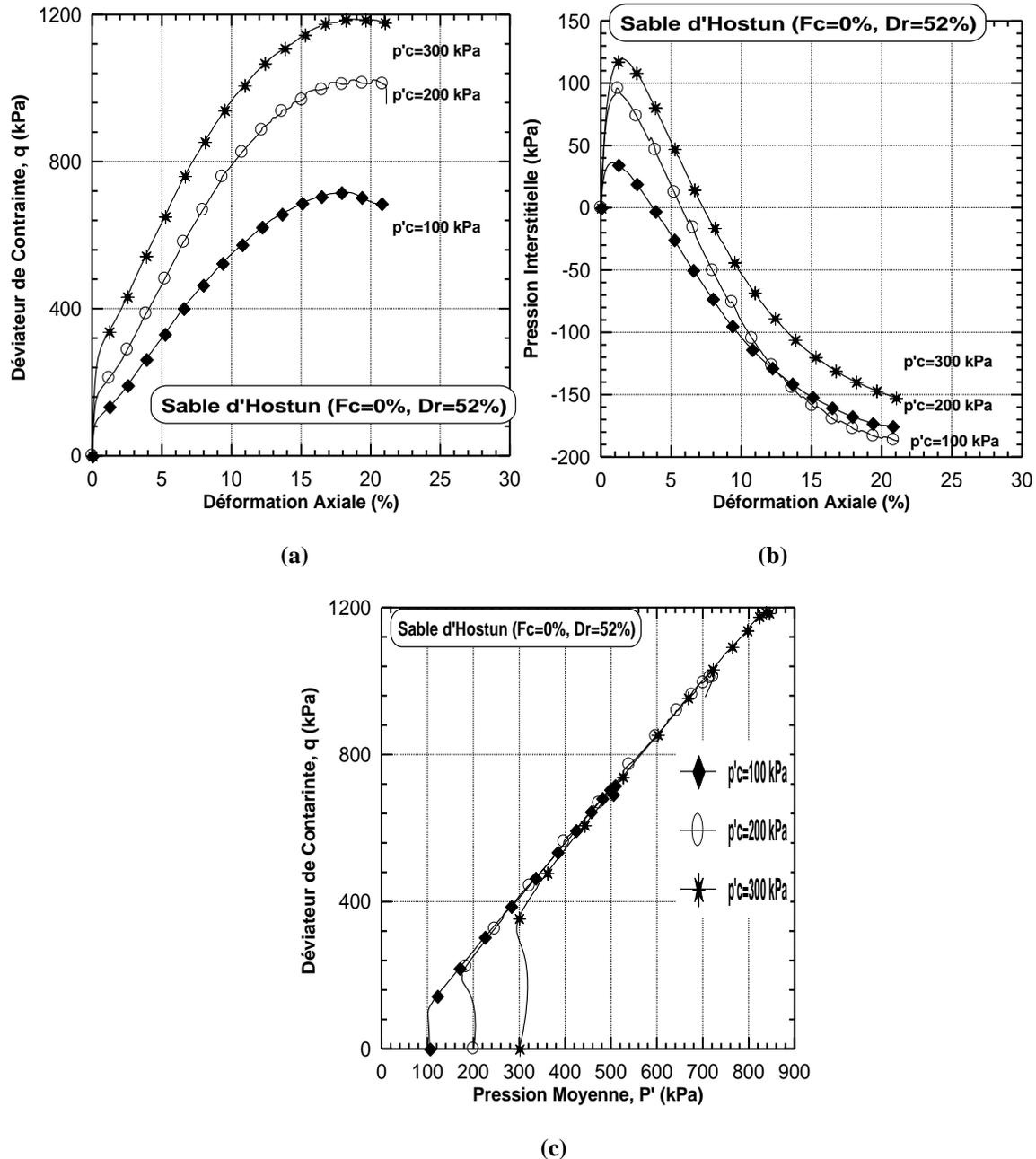
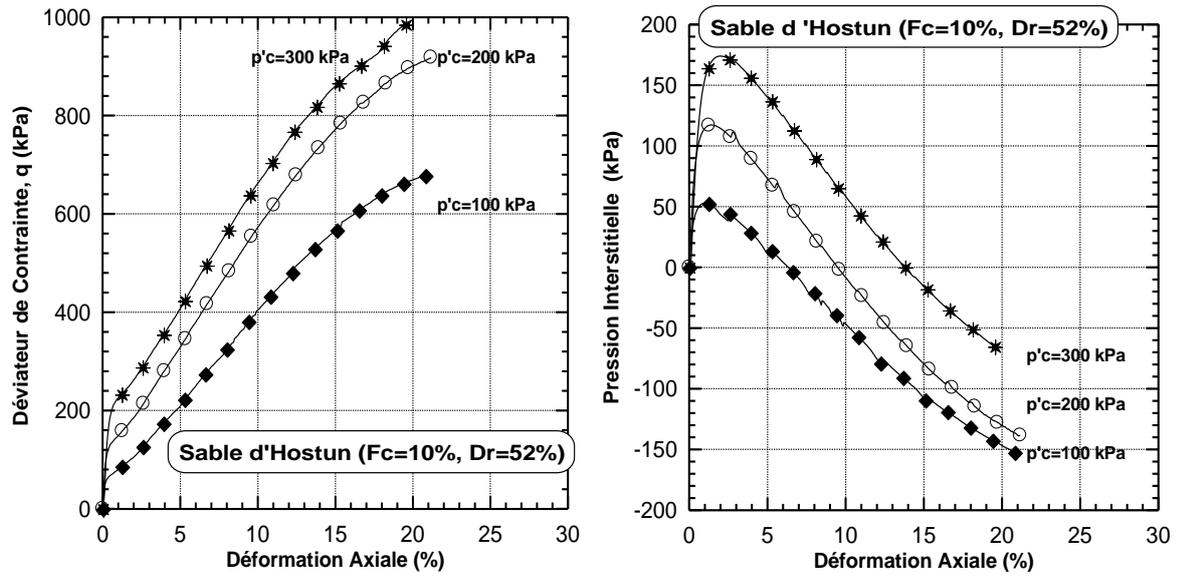


Figure 4.13 : Réponse non-drainée du sable d'Hostun ( $F_c=0\%$ ,  $D_r=52\%$ )

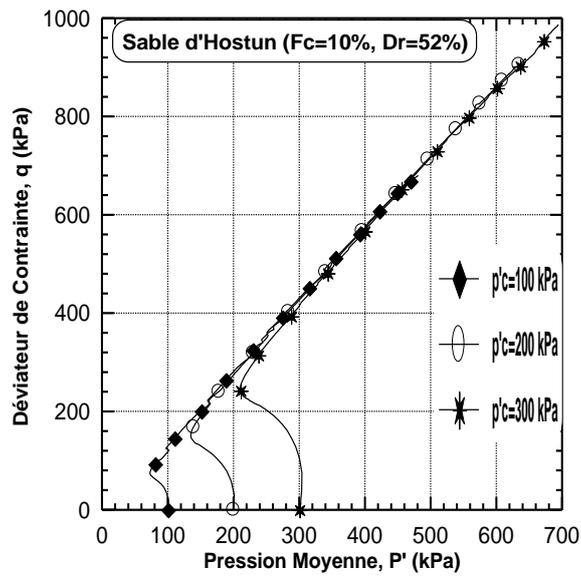
- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

**b)- ( $F_c=10\%$ )**



(a)

(b)



(c)

**Figure 4.14** : Réponse non-drainée du mélange sable d'Hostun-limon de Chlef ( $F_c=10\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

c)- ( $F_c=30\%$ )

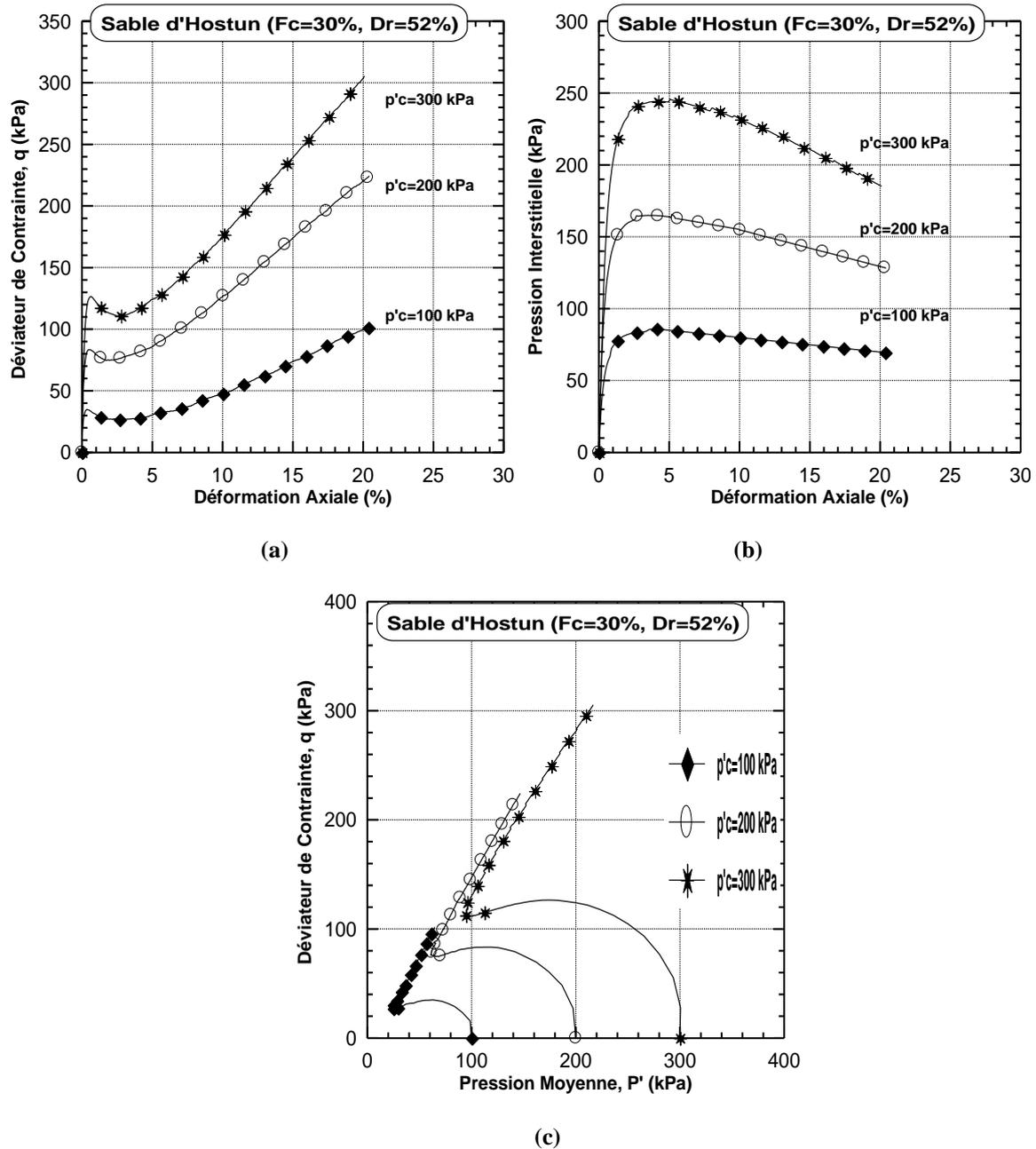


Figure 4.15 : Réponse non-drainée du mélange sable d'Hostun-limon de Chlef ( $F_c=30\%$ ,  $D_r=52\%$ )

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan  $(p', q)$

## 4.2. Etude de l'instabilité des mélanges sable-limon

### 4.2.1 Introduction

La liquéfaction statique des sables et mélanges sable-limon pourrait être étudiée en utilisant l'appareil triaxial pour acquérir une meilleure compréhension de son mécanisme et ses paramètres de contrôle comme la déformation qui est liée à l'état appelé « état stable » représentant l'état de déformation du sol avec une contrainte effective et pression interstitielle constantes. D'autre part, (Yang., 2002, Chu et Leong., 2002, Bobei et Wanatowski., 2009 et Rahman et Lo., 2012) ont étudié l'instabilité statique en condition drainée et non drainée de sable et sable limoneux. (Leong et al., 2000, Chu et al., 1993) ont déclaré que l'instabilité en condition non drainée est l'un des mécanismes de défaillance qui mène l'effondrement des dépôts des sols granulaires en forme de talus. (Lade., 1992) a indiqué que l'instabilité n'est pas synonyme d'effondrement ou de rupture, bien que les deux peuvent conduire à des phénomènes catastrophiques. En effet, il a constaté que le sable fin à l'état lâche en condition non drainée devient instable sous l'effet de l'état de contrainte avant l'occurrence de son effondrement.

(Hanzawa et al., 1979) ont étudié le comportement des sables saturés sous chargement monotone en condition non drainée avec un indice des vides constant et différentes pressions de confinement pour établir la ligne d'instabilité de ces sols. Ils ont montré qu'une ligne de tendance « ligne d'instabilité » représentant les points de résistance au pic qui passe par l'origine. Différentes interprétations ont été faites dans la littérature pour exprimer l'instabilité des sols. (Chu et al., 2003) ont suggéré que la ligne de l'instabilité obtenue à partir d'essais non drainés pourrait être utilisée pour prédire l'instabilité dans la diminution des contraintes normales moyennes.

De même, (Orense et al., 2004) ont idéalisé les conditions d'instabilité observées par une ligne droite nommé la « ligne d'initiation de l'effondrement ». (Baki et al., 2014) ont défini l'instabilité était comme un phénomène de rupture catastrophique des sols granulaires saturés à l'état lâche lorsque les sols ne parviennent pas à soutenir l'état de contrainte. (Yamamuro et Lade., 1997) ont montré la définition de la ligne de l'instabilité (IL), la ligne l'état stable et la zone d'instabilité. (Yamamuro et Covert., 2001) ont montré que l'état de contrainte était nécessaire pour initier la liquéfaction sous chargement cyclique correspond à la ligne de l'instabilité créée par les essais triaxiaux monotones en condition non drainée. (Yang et al., 2006) ont montré dans la plan ( $p'$ ,  $q$ ) que les lignes d'instabilité pour tous les mélanges sable-

limon se déplacent vers la ligne de rupture avec l'augmentation de la densité relative. (Mehdi et al., 2010) ont indiqué que l'addition d'une faible fraction des fines rend les échantillons instables. Cependant, l'instabilité diminue pour les teneurs en fines variant de 10% à 15%. En outre, ils ont constaté que la zone d'instabilité devient plus importante avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à 10%. Pour la fraction des fines variant de 10% et 20%, les pentes des lignes de l'instabilité et les lignes à l'état stable diminuent, et la zone d'instabilité devient presque constante.

Dans cette partie, on présente les différentes relations entre les angles de frottement calculées aux zones d'instabilité et à l'état stable et la fraction des fines peu plastiques, les indices des vides, la résistance au cisaillement non drainée et la pression interstitielle de l'eau. En considérant l'influence de la forme des grains (arrondie, semi-arrondie et semi-anguleuse) et taille des grains (sable de Chlef «  $D_{\max}=2\text{mm}$  », sable moyen de Chlef «  $D_{\max}=0.63\text{mm}$  » et sable fin de Chlef «  $D_{\max}=0.25\text{mm}$  »).

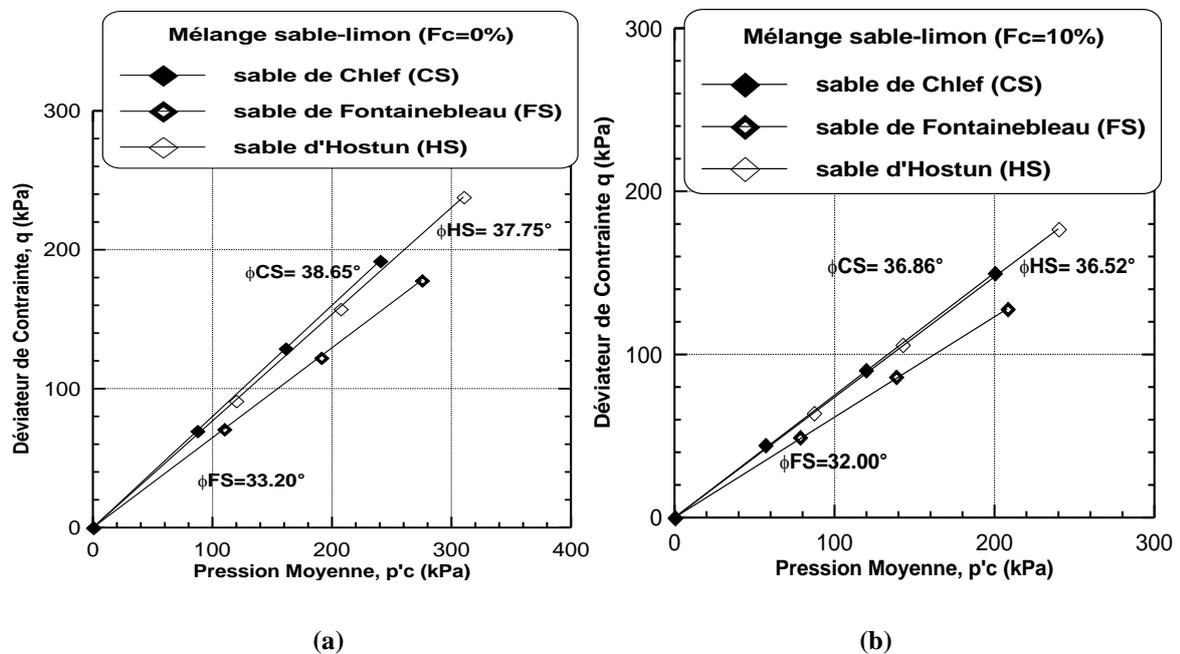
#### 4.2.2 Influence de la forme des grains

Les figures (4.16 et 4.17) montrent l'évolution des angles de frottement d'instabilité et les angles de frottement à l'état stable considérant les différentes formes des mélanges (sable de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun) avec des fines peu plastiques ( $I_p=5\%$ ). Les échantillons ont été reconstitués avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). L'angle de frottement d'instabilité a été déterminée à partir des points au pic au niveau des zones d'instabilité (phase de contractance) dans le plan de chemin de contrainte ( $p'$ ,  $q$ ) pour les trois pressions de confinement initiales ( $P'_c = 100 \text{ kPa}$ ,  $200 \text{ kPa}$  et  $300 \text{ kPa}$ ) pour chaque fraction des fines peu plastiques ( $F_c=0\%$ ,  $10\%$ ,  $20\%$  et  $30\%$ ). L'angle de frottement à l'état stable « **état stationnaire de déformation** » a été calculée à partir des lignes d'état stable des mélanges sable-limon. D'une part, Les résultats obtenus montrent que les teneurs en fines faibles indiquent des angles de frottement d'instabilité et à l'état stable plus élevées pour les sables propres [sable de Chlef «  $\phi_{\text{ins}}=38.65^\circ$  et  $\phi_{\text{ss}}= 56.83^\circ$  », sable de Fontainebleau «  $\phi_{\text{ins}}=33.20^\circ$  et  $\phi_{\text{ss}}=54.26^\circ$  » et sable d'Hostun «  $\phi_{\text{ins}}=37.75^\circ$  et  $\phi_{\text{ss}}=56.65^\circ$  »]. Par contre, pour les teneurs en fines élevées, on note que les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable sont faibles [sable de Chlef «  $\phi_{\text{ins}}=35.54^\circ$  et  $\phi_{\text{ss}}=55.22^\circ$  », sable de Fontainebleau «  $\phi_{\text{ins}}=29.24^\circ$  et  $\phi_{\text{ss}}=52.43^\circ$  » et sable d'Hostun «  $\phi_{\text{ins}}=30.96^\circ$  et  $\phi_{\text{ss}}=55.03^\circ$  » pour la teneur en fines ( $F_c=30\%$ )].

La tendance observée illustrant les angles de frottement est due au fait que les fines peu plastiques agissent comme vides compressibles conduisant à une diminution des angles de frottement d'instabilité et à l'état stable avec l'augmentation de la teneur en fines peu plastiques et par conséquent une augmentation significative des zones d'instabilité des mélanges sable-limon.

D'autre part, l'effet de la forme des grains des mélanges sable de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec des fines peu plastiques est très notable. Les résultats obtenus montrent que les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable du mélange sable de Chlef-limon (forme arrondie) sont plus grands par rapport aux angles de frottement d'instabilité et à l'état stable des mélanges sable de Fontainebleau et sable d'Hostun (forme semi-arrondie et semi-anguleuse respectivement) avec les fines peu plastiques. Cela signifie que le caractère contractant qui est plus important pour le mélange sable de Chlef-limon par rapport aux mélanges sable de Fontainebleau-limon et sable d'Hostun-limon qui se caractérisent par une forte dilatance conduisant à une résistance à la liquéfaction élevée ; ce qui montre aussi que le sable arrondi de Chlef est susceptible à la liquéfaction par rapport aux sables semi-arrondi « Fontainebleau » et semi anguleux « Hostun ».

**a) - Angle de frottement d'instabilité**



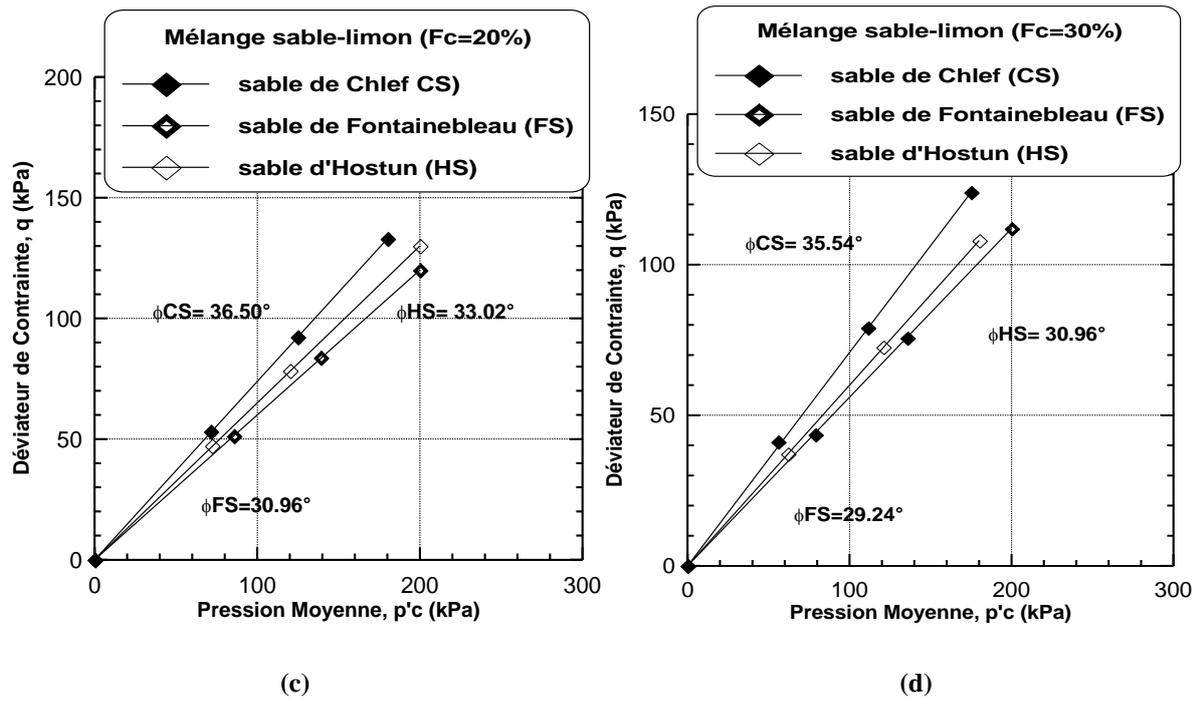
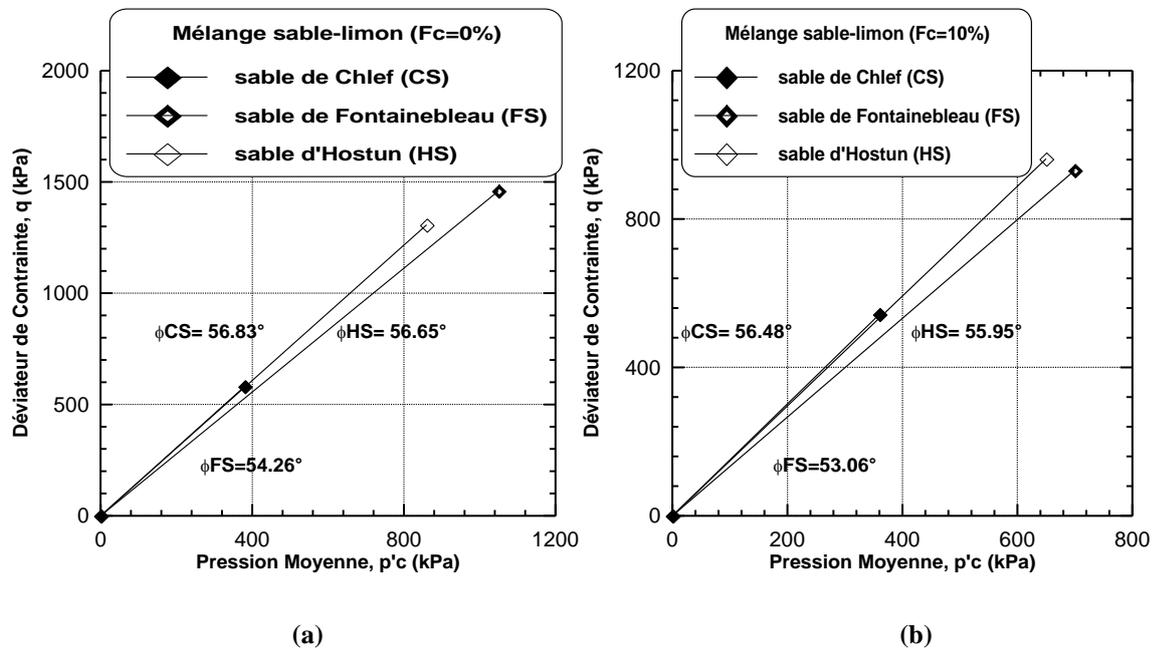
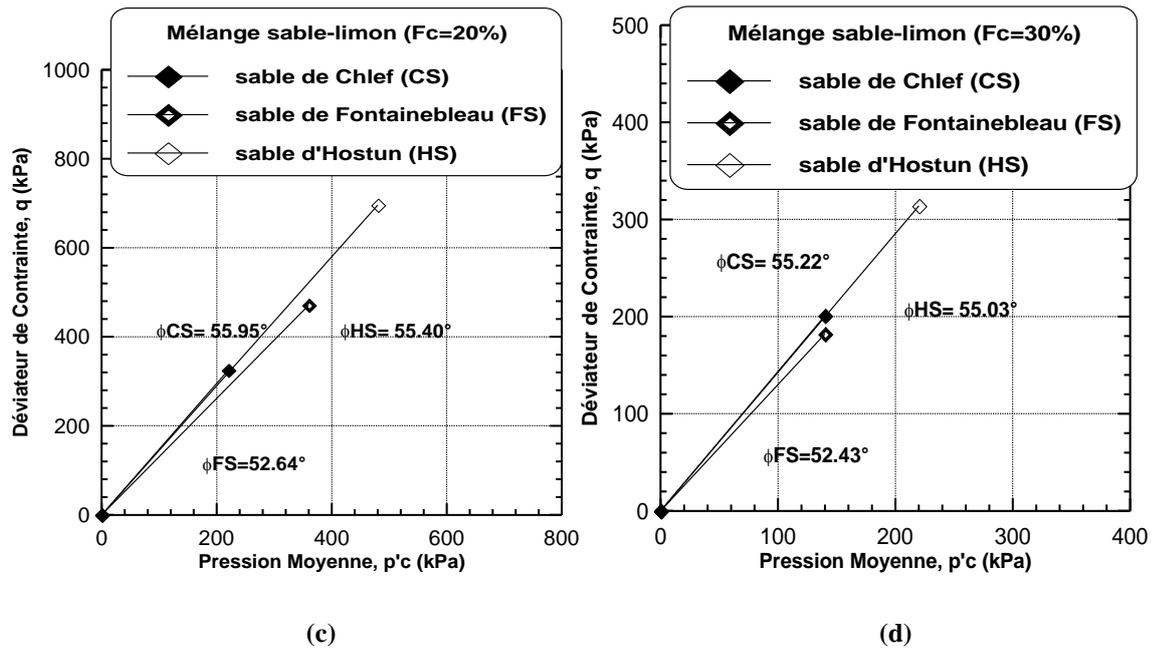


Figure 4.16 : Angles de frottement d'instabilité avec lignes d'instabilité des mélanges sable-limon considérant l'influence de la forme des grains (a)  $F_c=0\%$  (b)  $F_c=10\%$  (c)  $F_c=20\%$  (d)  $F_c=30\%$

**b) - Angle de frottement à l'état stable**





**Figure 4.17 :** Angles de frottement à l'état stable des mélanges sable-limon considérant l'influence de la forme des grains (a)  $F_c=0\%$  (b)  $F_c=10\%$  (c)  $F_c=20\%$  (d)  $F_c=30\%$

#### 4.2.3 Influence de la taille des grains

La taille des grains a une influence très significative sur les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable des mélanges sable-limon. D'une part, on remarque que les teneurs en fines faibles indiquent des angles de frottement plus élevés [sable de Chlef «  $\phi_{ins}=38.65^\circ$  et  $\phi_{ss}=56.83^\circ$  », sable moyen de Chlef «  $\phi_{ins}=43.22^\circ$  et  $\phi_{ss}=56.30^\circ$  » et sable fin de Chlef «  $\phi_{ins}=50.97^\circ$  et  $\phi_{ss}=65.61^\circ$  » pour la faible teneur en fines ( $F_c=0\%$ )]. Par contre, pour les teneurs en fines élevées, on observe que les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable sont faibles [sable de Chlef «  $\phi_{ins}=35.54^\circ$  et  $\phi_{ss}=55.22^\circ$  », sable moyen de Chlef «  $\phi_{ins}=35.84^\circ$  et  $\phi_{ss}=54.84^\circ$  » et sable fin de Chlef «  $\phi_{ins}=47.58^\circ$  et  $\phi_{ss}=60.69^\circ$  » pour la teneur en fines peu plastiques ( $F_c=30\%$ )]. Cette tendance peut être attribuée au fait que les fines peu plastiques amplifient le potentiel de compressibilité qui se traduit par une diminution des angles de frottement d'instabilité et l'état stable.

D'autre part, on remarque aussi que le mélange de sable fin de Chlef-limon induit des angles de frottement plus élevés en zone d'instabilité et à l'état stable en comparaison avec le sable de Chlef et le sable moyen de Chlef. Ce comportement signifie que les grains de taille réduite « sable fin de Chlef  $D_{max}=0.25mm$  » montrent des zones de contractance plus grandes par rapport aux zones de contractance pour les grains de grande taille du « sable de Chlef et sable moyen de Chlef ». Ceci montre que les mélanges sable fin de Chlef-limon

( $D_{max}=0.25mm$ ) sont sensibles à la liquéfaction par rapport aux mélanges sables de Chlef-limon ( $D_{max}=2mm$ ) et sable moyen de Chlef-limon ( $D_{max}=0.63mm$ ).

a) - Angle de frottement d'instabilité

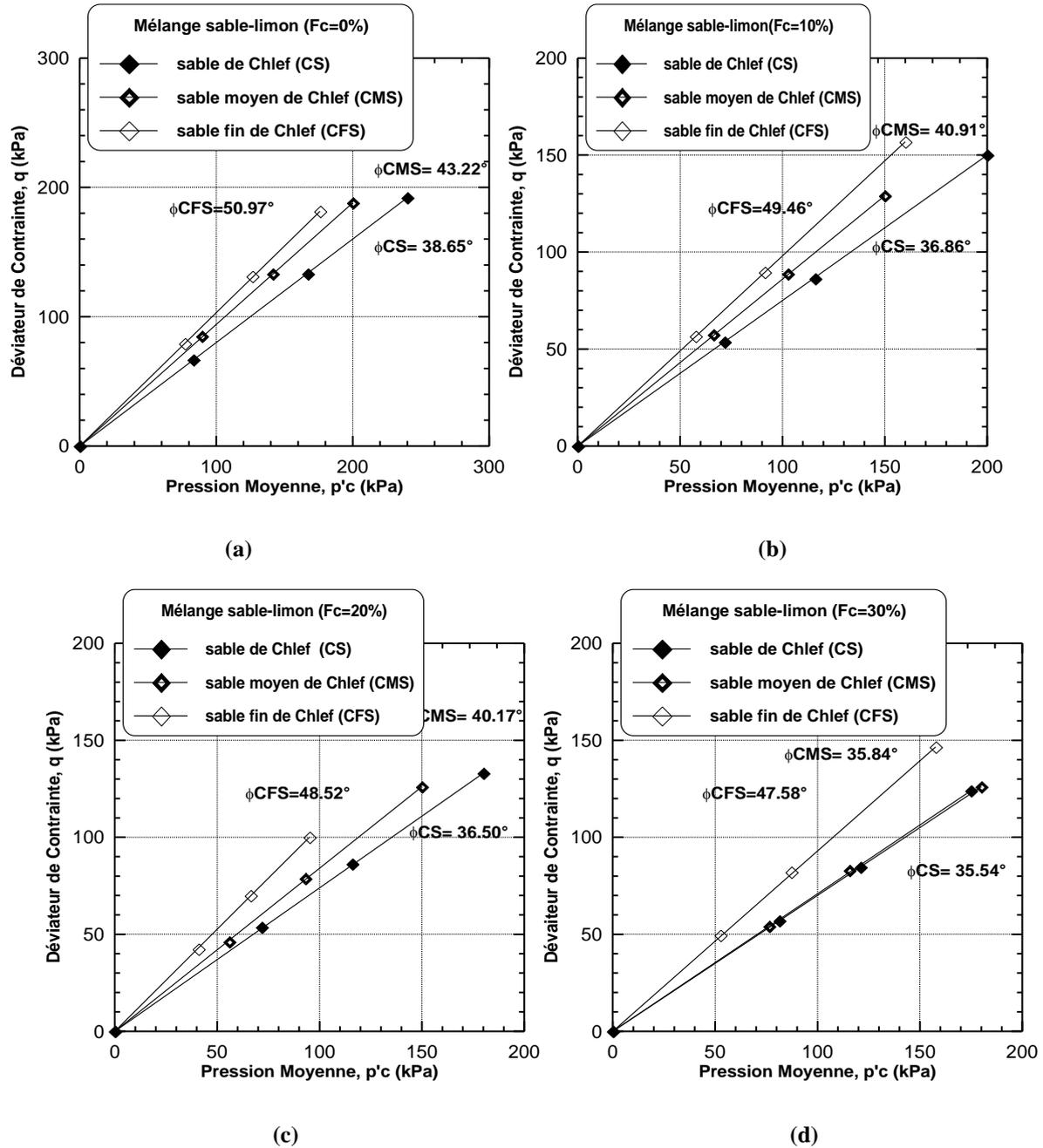
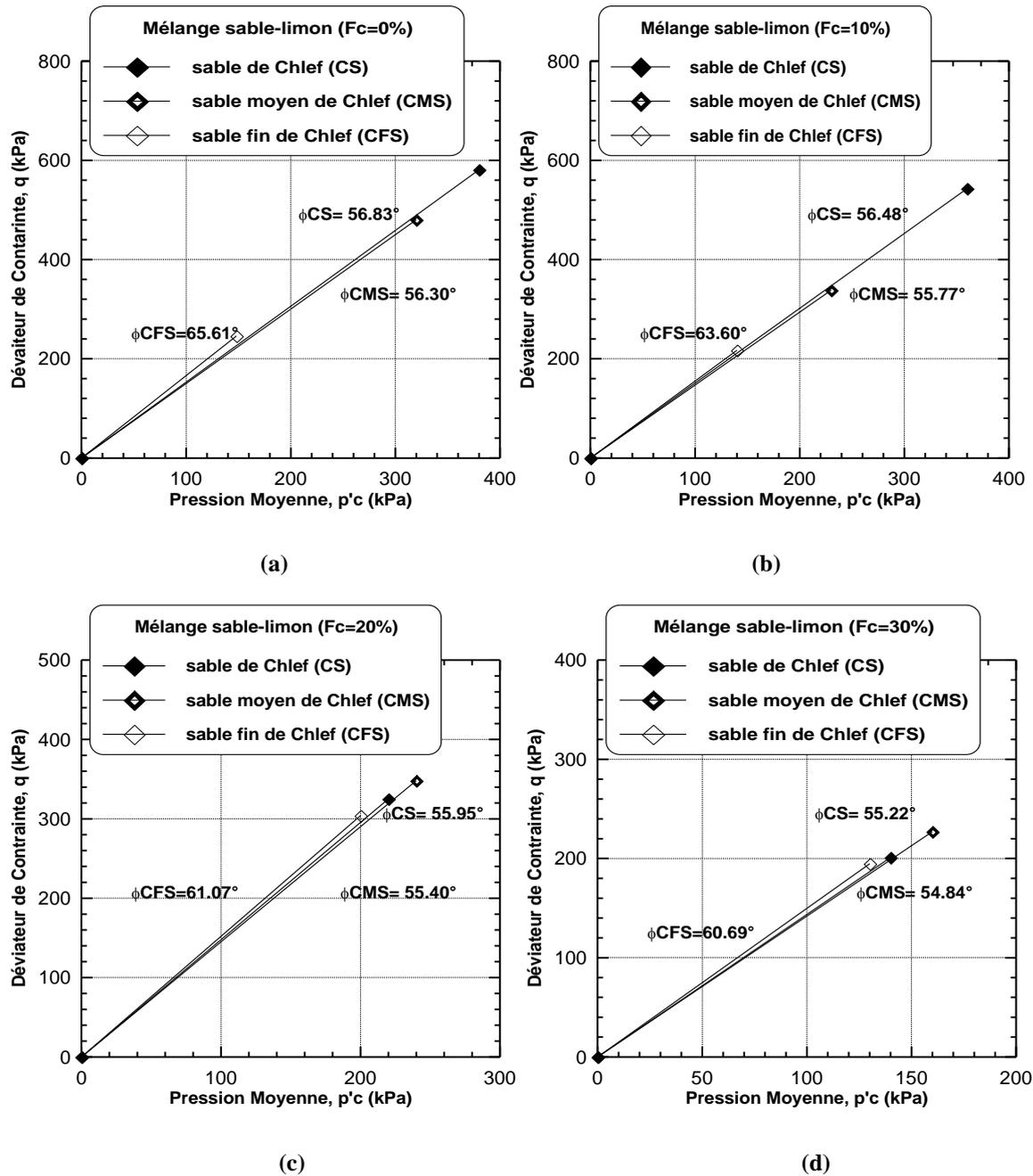


Figure 4.18 : Angles de frottement d'instabilité avec lignes d'instabilité des mélanges sable-limon considérant l'influence de la taille des grains (a)  $F_c=0\%$  (b)  $F_c=10\%$  (c)  $F_c=20\%$  (d)  $F_c=30\%$

**b) -Angle de frottement à l'état stable**



**Figure 4.19 :** Angles de frottement à l'état stable des mélanges sable-limon considérant l'influence de la taille des grains (a)  $F_c=0\%$  (b)  $F_c=10\%$  (c)  $F_c=20\%$  (d)  $F_c=30\%$

#### 4.2.4 Influence des fines peu plastiques sur l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable

En vue d'analyser l'effet de la teneur en fines peu plastiques sur l'angle de frottement d'instabilité et à l'état stable ( $\phi_{ins}$  et  $\phi_{ss}$ ) des échantillons des sables : Chlef, Fontainebleau, Hostun, sable moyen de Chlef et sable fin de Chlef reconstitués en laboratoire avec des fines peu plastiques à une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). Il semble que l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques ( $F_c=0\%$  à  $F_c=30\%$ ) suivant une corrélation linéaire. Cette diminution est due principalement au rôle des fines qui d'amplifier la phase de contractance des mélanges sable-limon et par conséquent entraîne des échantillons plus instables. En plus, on observe dans (Figures 4.20 et 4.21) que l'angle de frottement d'instabilité et à l'état stable des mélanges sable de Chlef-limon (d'une forme arrondie) sont élevés par rapport aux angles de frottement des mélanges sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec le limon (forme semi-arrondie et forme semi-anguleuse).

Ce comportement est le résultat de l'effet de la forme des grains semi-arrondis et semi-anguleux qui participent à l'enchevêtrement des grains entre eux conduisant à une structure dilatante et par conséquent induit une résistance à la liquéfaction plus élevée par rapport aux grains arrondis. D'autre part, la taille des grains a une influence très significative sur les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable des échantillons du sable limoneux. En effet, on constate que le mélange sable fin de Chlef-limon est caractérisé par des angles de frottement élevés par rapport aux autres mélanges sable de Chlef et sable moyen de Chlef. Ces valeurs des angles de frottement élevés du mélange sable fin de Chlef-limon sont dues principalement à l'effet des particules fines qui induit une structure instable et susceptible à la liquéfaction.

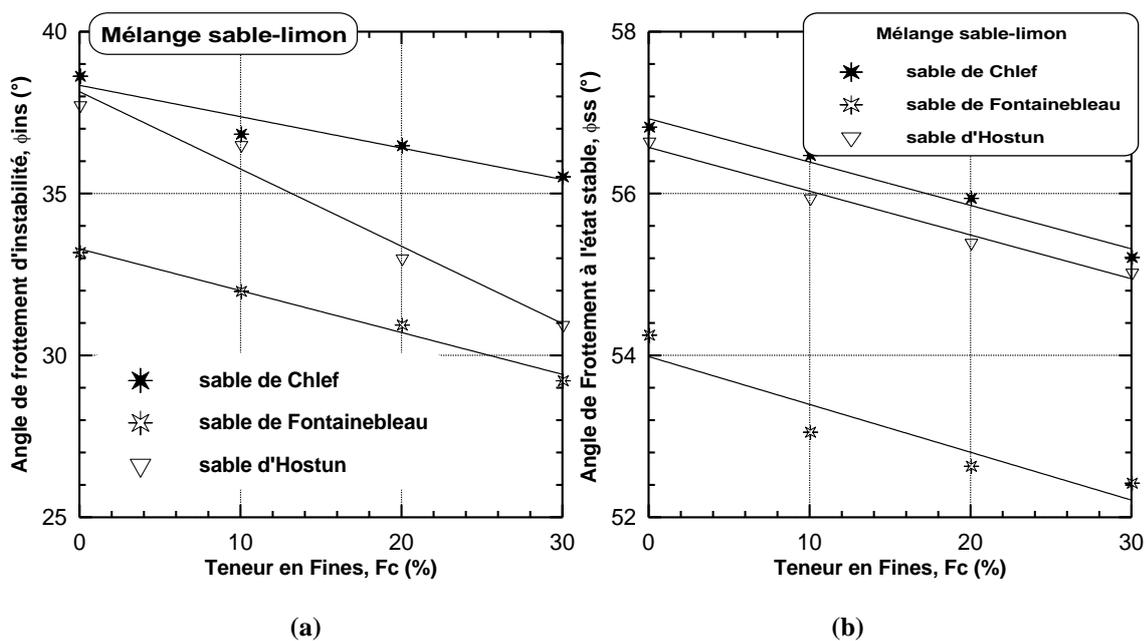
L'expression suivante est proposée pour évaluer l'angle de frottement d'instabilité ( $\phi_{ins}$ ) et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ss}$ ) qui est une fonction du paramètre de la teneur en fines peu plastiques ( $F_c$ ) avec des mélanges sable-limon.

$$(\phi_{ins}, \phi_{ss}) = a*(F_c) + c \quad (4.1)$$

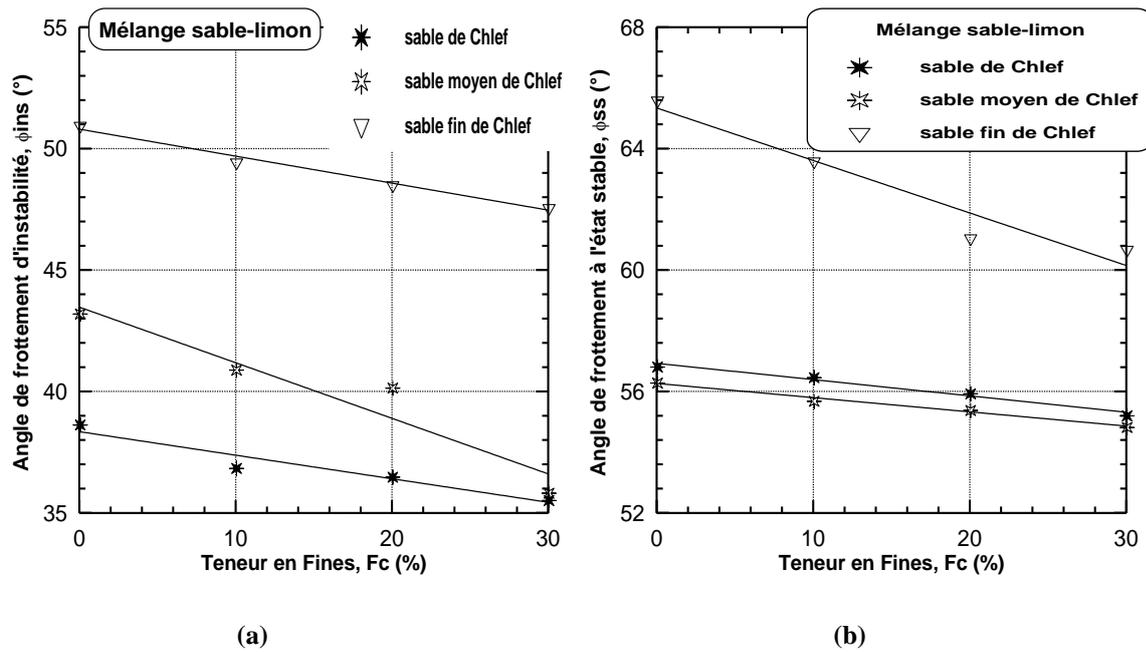
Le tableau 4.1 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation R<sup>2</sup> pour les mélanges sable-limon :

**Tableau 4.1** : Coefficients a, c et R<sup>2</sup> pour équation (4.1)

Angles de frottement	Matériaux testés	a	c	R <sup>2</sup>
$\phi_{ins}$	Mélange sable de Chlef-limon	-0,09	38,34	<b>0,93</b>
	Mélange sable de Fontainebleau	-0,13	33,28	<b>0,99</b>
	Mélange sable d'Hostun	-0,02	43,46	<b>0,92</b>
$\phi_{ss}$	Mélange sable de Chlef-limon	-0,05	56,93	<b>0,97</b>
	Mélange sable de Fontainebleau	-0,05	56,56	<b>0,98</b>
	Mélange sable d'Hostun	-0,04	56,29	<b>0,99</b>
$\phi_{ins}$	Mélange sable moyen de Chlef-limon	-0,13	33,28	<b>0,99</b>
	Mélange sable fin de Chlef-limon	0,11	50,80	<b>0,98</b>
$\phi_{ss}$	Mélange sable moyen de Chlef-limon	-0,05	53,98	<b>0,87</b>
	Mélange sable fin de Chlef-limon	-0,17	65,33	<b>0,94</b>



**Figure 4.20** : Angles de frottement en fonction de teneur en fines considérant l'influence de la forme des grains  
 (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable



**Figure 4.21 :** Angles de frottement en fonction de teneur en fines considérant l'influence de la taille des grains  
 (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable

#### 4.2.5 Influence de l'indice des vides sur les angles de frottement des mélanges considérant l'effet de la forme et taille des grains

##### 4.2.5.1 Influence de la forme des grains

La figure 4.22 illustre la variation de l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ins}$  et  $\phi_{ss}$ ) avec l'indice des vides global ( $e$ ) et l'indices des vides intergranulaire ( $e_g$ ) des échantillons du sable limoneux reconstitués avec une densité initiale relative ( $D_r = 52\%$ ). Les résultats obtenus indiquent que les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable diminuent de façon linéaire avec la diminution de l'indice des vides global et l'augmentation des fractions de fines peu plastiques pour les mélanges sable-limon. Ce résultat peut être attribué au rôle des fines peu plastiques d'amplifier le potentiel de compressibilité des mélanges sable-limon et par conséquent diminuer l'ampleur de contact entre les grains de sable et de limon qui se traduit par une diminution des angles de frottement. Cela signifie aussi que l'indice des vides global est un paramètre non pertinent pour la prédiction des angles de frottement d'instabilité et à l'état stable des mélanges sable-limon.

Les figures (4.22 c et 4.22d) indiquent la tendance inverse concernant la relation entre l'indice des vides intergranulaire avec l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable des sables limoneux. Il semble que les angles de frottement diminuent avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire et la teneur en fines peu

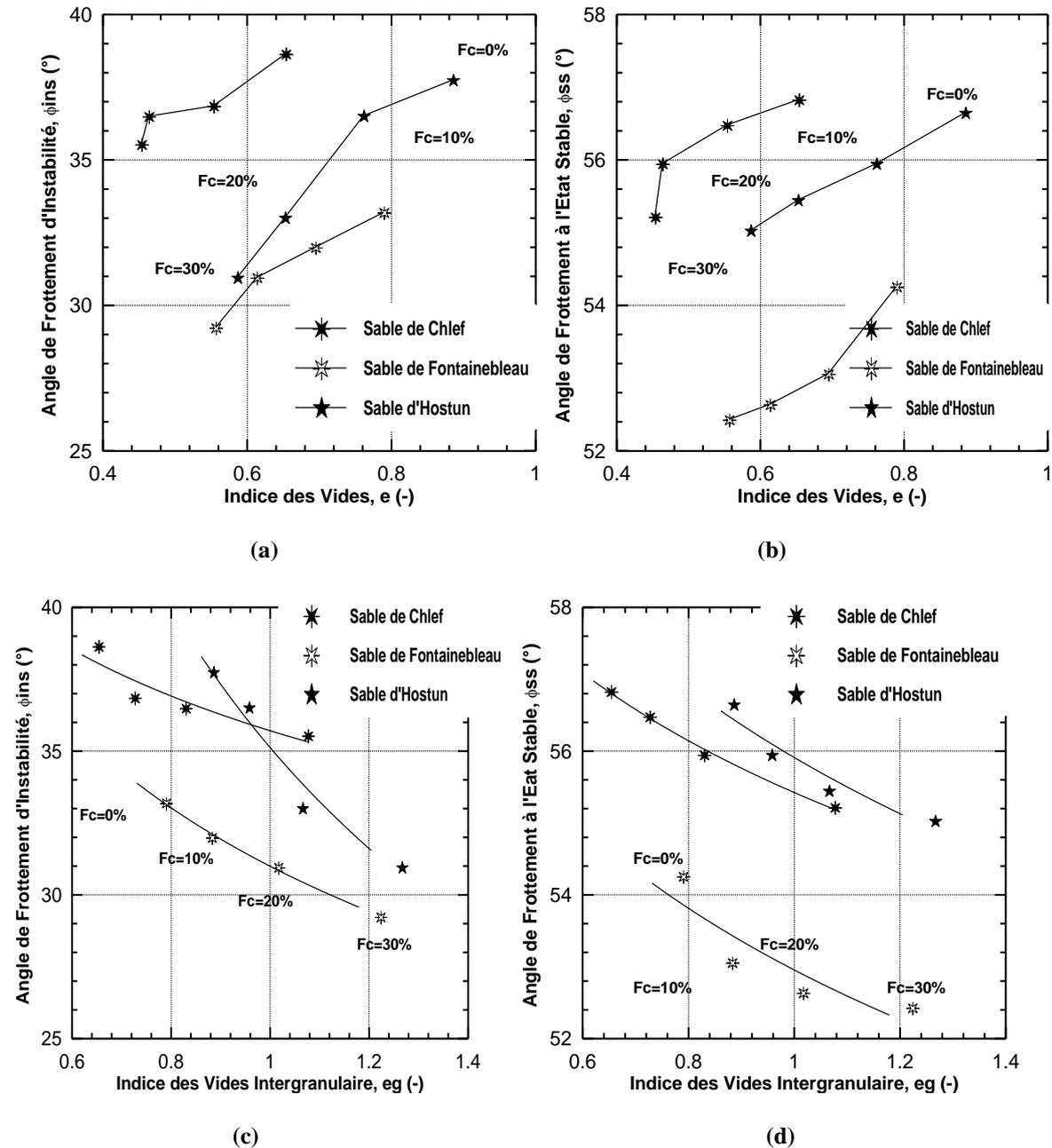
plastiques des échantillons du sable limoneux. Une relation logarithmique peut exprimer la variation l'indice des vides intergranulaire avec l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable des mélanges sable-limon. On note aussi, la forme des grains a une influence sur la relation entre l'angle de frottement et l'indice des vides global et intergranulaire des matériaux testés. En effet, on constate que l'indice des vides global diminue avec la diminution de l'angle de frottement d'un sable ayant une forme semi-arrondie et semi- anguleuse « sable de Fontainebleau et sable d'Hostun » par rapport au sable d'une forme arrondie « sable de Chlef ». Ce comportement signifie que l'enchevêtrement des grains du sable de Fontainebleau et sable d'Hostun est très importante par rapport au sable de Chlef. On propose l'équation suivante pour évaluer l'angle de frottement d'instabilité ( $\phi_{ins}$ ) et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ss}$ ) en fonction de l'indice des vides intergranulaire ( $e_g$ ) des mélanges des sable Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec le limon de Chlef peu plastique.

$$(\phi_{ins}, \phi_{ss}) = a \cdot \log(e_g) + c \quad (4.2)$$

Le tableau 4.2 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation  $R^2$  pour les mélanges sable-limon :

**Tableau 4.2 :** Coefficients a, c et  $R^2$  pour équation (4.2)

Angles de frottement	Matériaux testés	a	c	$R^2$
Angle de frottement d'instabilité	Sable de Chlef	-0,14	3,57	<b>0,84</b>
	Sable de Fontainebleau	-0,28	3,43	<b>0,99</b>
	Sable d'Hostun	-0,57	3,55	<b>0,96</b>
Angle de Frottement à l'état stable	Sable de Chlef	-0,05	4,01	<b>0,99</b>
	Sable de Fontainebleau	-0,07	3,96	<b>0,79</b>
	Sable d'Hostun	-0,07	4,02	<b>0,92</b>



**Figure 4.22 :** Angles de frottement en fonction des indices des vides global et intergranulaire considérant l'influence de la forme des grains (a, c) Angle de frottement d'instabilité (b, d) Angle de frottement à l'état stable

#### 4.2.5.2 Influence de la taille des grains

L'influence de l'indice des vides global et l'indice des vides intergranulaire sur l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable des mélanges sable-limon est présentée dans cette section. On remarque que les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable diminuent de manière linéaire avec la diminution de l'indice des vides global et l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques pour les mélanges sable-limon. Par contre, la tendance inverse est observée concernant la relation entre l'indice des vides intergranulaire avec les angles de frottement des sables limoneux. Il semble que les angles de

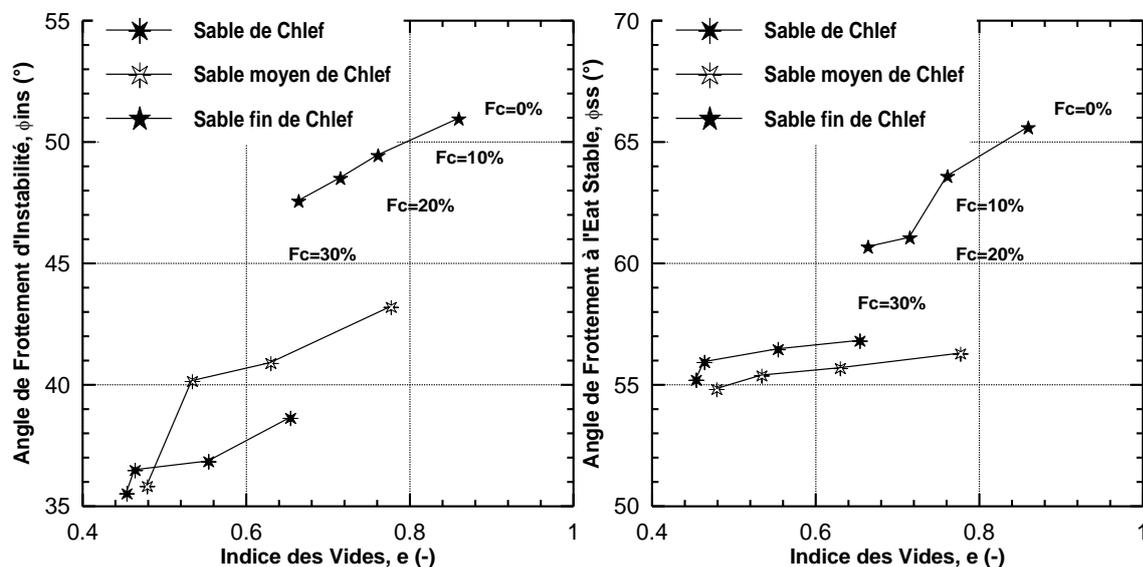
frottement diminuent avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire et la teneur en fines peu plastiques des sables limoneux. Une relation logarithmique peut s'exprimer entre l'indice des vides intergranulaire, l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable des mélanges sable-limon. De plus, on constate que la taille des grains a une influence significative sur la relation entre les indices des vides global et intergranulaire avec les angles de frottement à l'instabilité et à l'état stable. On note que l'enchevêtrement des grains de taille importante « sable de Chlef » est plus élevé par rapport à celui du sable moyen et fin de Chlef. Pour cela, on propose l'expression suivante pour évaluer l'angle de frottement d'instabilité ( $\phi_{ins}$ ) et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ss}$ ) en fonction de l'indice des vides intergranulaire ( $e_g$ ) des mélanges sable de Chlef, sable moyen et fin de Chlef avec des fines peu plastiques.

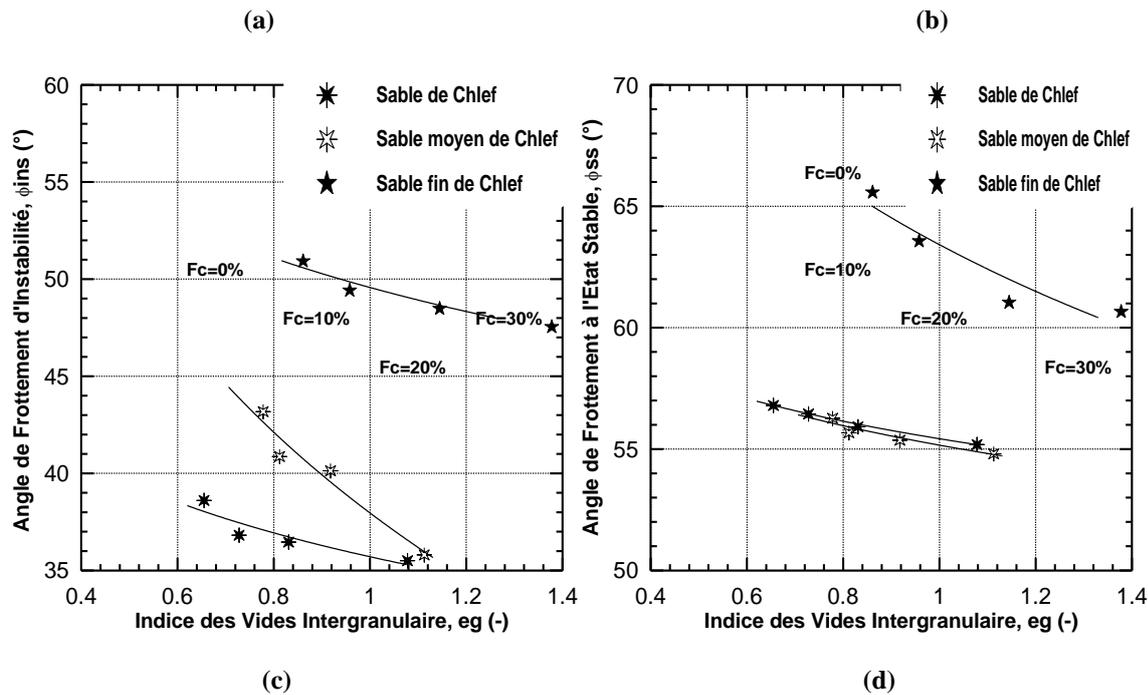
$$(\phi_{ins}, \phi_{ss}) = a * \log(e_g) + c \quad (4.3)$$

Le tableau 4.3 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation R<sup>2</sup> pour les mélanges sable-limon :

**Tableau 4.3** : Coefficients a, c et R<sup>2</sup> pour équation (4.3)

Angles de frottement	Matériaux testés	a	c	R <sup>2</sup>
Angle de frottement d'instabilité	Sable de Chlef	-5,50	35,70	<b>0,83</b>
	Sable moyen de Chlef	-18,63	37,95	<b>0,94</b>
	Sable fin de Chlef	-6,78	49,56	<b>0,94</b>
Angle de Frottement à l'état stable	Sable de Chlef	-3,23	55,42	<b>0,99</b>
	Sable moyen de Chlef	-0,59	55,15	<b>0,90</b>
	Sable fin de Chlef	-10,52	62,53	<b>0,89</b>





**Figure 4.23 :** Angles de frottement en fonction des indices des vides global et intergranulaire considérant l'influence de la taille des grains (a, c) Angle de frottement d'instabilité (b, d) Angle de frottement à l'état stable

## 4.2.6 Influence de la forme des grains sur les angles de frottement des mélanges sable-limon

### 4.2.6.1 En terme de la résistance au cisaillement maximale non drainée

L'influence de l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ins}$ ,  $\phi_{ss}$ ) sur la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) des échantillons du sable de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun reconstitués en laboratoire avec des fines peu plastiques à une densité relative ( $D_r=52\%$ ) est présentée dans cette section. Les données de cette étude indiquent que la résistance au cisaillement maximale non drainée diminue avec la diminution des angles de frottement et l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques pour tous les matériaux testés. Une relation linéaire peut exprimer les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable avec la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon. Ces résultats peuvent être attribués au rôle fines peu plastiques qui agissent comme vides compressibles menant à la diminution des forces intergranulaires du sable limoneux et par conséquent la diminution de la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon. On note aussi que la forme des grains a un effet notable sur l'évolution de résistance au cisaillement non drainée. On constate que l'évolution de la résistance au cisaillement maximale non drainée avec les angles de frottement diminue d'une façon linéaire pour un sable ayant une forme arrondie « sable de

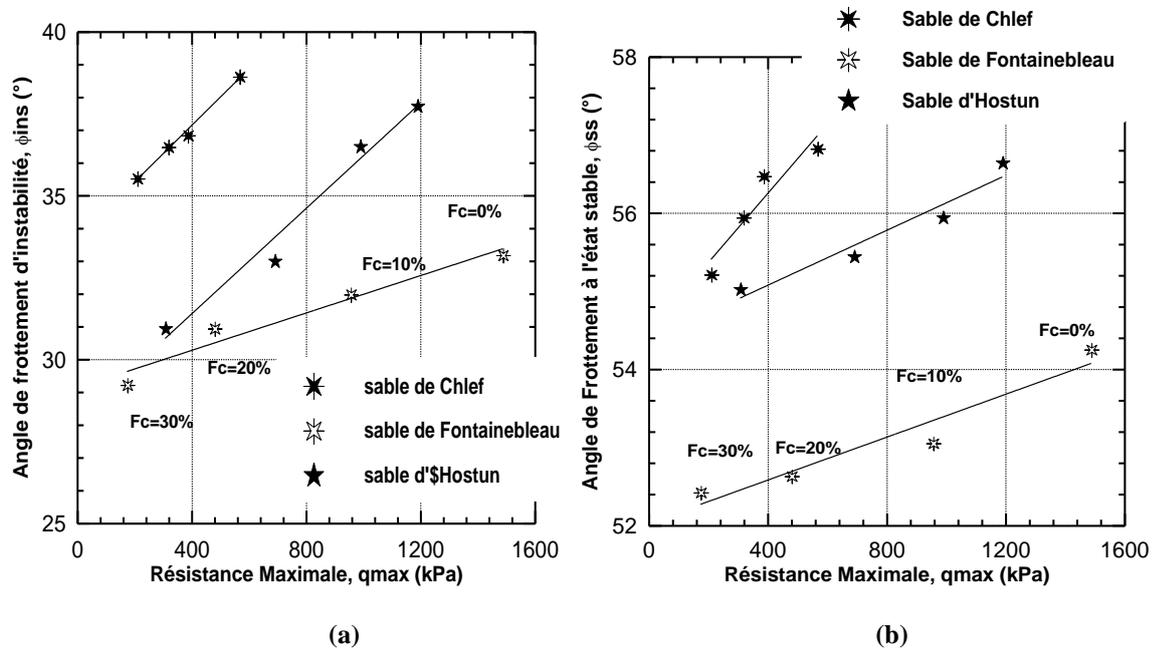
Chlef », ensuite le sable d'Hostun « forme semi-anguleuse » et le sable de Fontainebleau « forme semi-arrondie ». Ce comportement est dû principalement à l'effet de forme des grains qui augmente l'enchevêtrement des grains et par conséquent améliore la résistance au cisaillement non drainée. On propose l'équation suivante pour évaluer l'angle de frottement d'instabilité ( $\phi_{ins}$ ) et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ss}$ ) qui fonction de la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) des mélanges sable de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec le limon de Chlef peu plastique.

$$(\phi_{ins}, \phi_{ss}) = a \cdot (q_{max}) + c \quad (4.4)$$

Le tableau 4.4 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation R<sup>2</sup> pour les mélanges sable-limon :

**Tableau 4.4 :** Coefficients a, c et R<sup>2</sup> pour équation (4.4)

Angles de frottement	Matériaux testés	a	c	R <sup>2</sup>
Angle de frottement d'instabilité	Sable de Chlef	0,008	33,7	<b>0,99</b>
	Sable de Fontainebleau	0,002	29,15	<b>0,95</b>
	Sable d'Hostun	0,008	28,19	<b>0,97</b>
Angle de frottement à l'état stable	Sable de Chlef	0,004	54,49	<b>0,90</b>
	Sable de Fontainebleau	0,001	52,03	<b>0,93</b>
	Sable d'Hostun	0,001	54,38	<b>0,94</b>



**Figure 4.24 :** Angles de frottement en fonction de résistance maximale des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable

#### 4.2.6.2 En terme de la pression interstitielle maximale

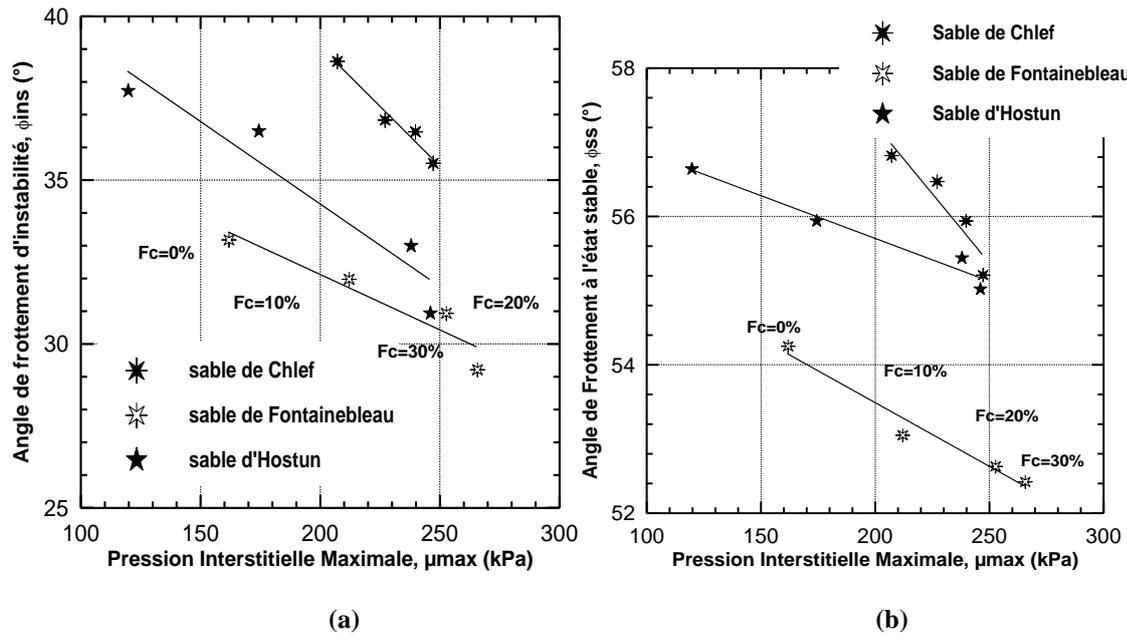
En vue d'analyser l'influence de l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ins}$ ,  $\phi_{ss}$ ) sur la pression interstitielle d'eau ( $\Delta\mu_{max}$ ) des échantillons de sable limoneux. Les résultats obtenus par cette étude indiquent que l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable induisent une augmentation linéaire de la pression interstitielle maximale avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques ( $F_c=0\%$  à  $F_c=30\%$ ). Ce comportement peut être attribuer au rôle des fines peu plastiques qui agissent uniquement en tant que vides compressibles entre les grains du sable et conduisant à la formation d'échantillons instables. On note aussi que la forme des grains a une influence significative sur l'évolution de la pression interstitielle d'eau. En effet, on remarque que la pression interstitielle maximale est élevée pour un sable ayant une forme arrondie « sable de Chlef » par rapport aux deux autres sables ; sable de Fontainebleau « forme semi-arrondie » et sable d'Hostun « forme semi-anguleuse ». Cette réponse est due au fait que la forme des grains augmente l'enchevêtrement des grains et par conséquent diminue la pression interstitielle des mélanges sable-limon. L'équation suivante est proposée pour exprimer les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable ( $\phi_{ins}$ ,  $\phi_{ss}$ ) en fonction de la pression interstitielle maximale d'eau ( $\Delta\mu_{max}$ ) des échantillons de sable limoneux.

$$(\phi_{ins}, \phi_{ss}) = a * (\Delta\mu_{max}) + c \quad (4.5)$$

Le tableau 4.5 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation  $R^2$  pour les mélanges sable-limon :

**Tableau 4.5** : Coefficients a, c et  $R^2$  pour équation (4.5)

Angles de frottement	Matériaux testés	a	c	$R^2$
Angle de frottement d'instabilité	Sable de Chlef	-0,07	53,63	<b>0,96</b>
	Sable de Fontainebleau	-0,03	38,87	<b>0,89</b>
	Sable d'Hostun	-0,05	44,33	<b>0,91</b>
Angle de frottement à l'état stable	Sable de Chlef	-0,04	64,7	<b>0,87</b>
	Sable de Fontainebleau	-0,01	56,92	<b>0,96</b>
	Sable d'Hostun	-0,01	58,00	<b>0,96</b>



**Figure 4.25 :** Angles de frottement en fonction de pression interstitielle maximale des mélanges considérant l'influence de la forme des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable

## 4.2.7 Influence de la taille des grains sur les angles de frottement des mélanges sable-limon

### 4.2.7.1 En terme de la résistance au cisaillement maximale non drainée

En vue d'étudier la relation entre l'angle de frottement d'instabilité, l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ins}$ ,  $\phi_{ss}$ ) et la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) des mélanges sable de Chlef ( $D_{max}=2mm$ ), sable moyen de Chlef ( $D_{max}=0.63mm$ ) et sable fin de Chlef ( $D_{max}=0.25mm$ ) avec les fines peu plastiques ( $D_{max}=0.08mm$ ). Les échantillons ont été reconstitués avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). Les résultats obtenus par cette étude indiquent que les angles de frottement diminuent avec la diminution de la résistance au cisaillement maximale non drainée et l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques pour tous les matériaux testés. Une relation linéaire peut exprimer la résistance au cisaillement maximale non drainée en fonction des angles de frottement d'instabilité et à l'état stable des mélanges sable-limon. Ce comportement est dû principalement au fait que les fines peu plastiques amplifient la phase de contractance des mélanges sable-limon et qui se manifeste par la réduction de l'ampleur de contact des grains de sable conduisant à une diminution de la résistance au cisaillement maximale non drainée. De plus, l'effet de la taille des grains sur la relation entre les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable avec la résistance au cisaillement maximale non drainée est très remarquable (Figure 4.26). On constate que les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable diminuent avec

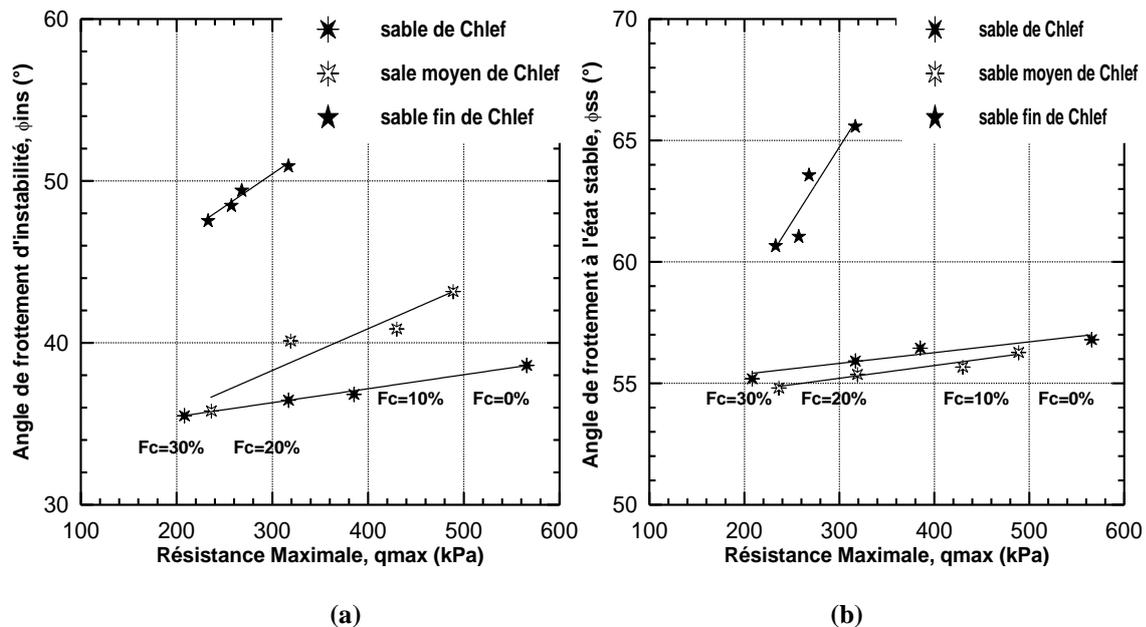
l'augmentation de diamètre maximal ( $D_{max}$ ) (pour  $F_c=0\%$ ,  $\phi_{ins}=38.65^\circ$ ,  $43, 22^\circ$  et  $50.97^\circ$  pour sable de Chlef, sable moyen de Chlef et sable fin de Chlef respectivement). Ces remarques montrent que les grains de taille importante ont une influence très significative dans l'augmentation d'enchevêtrement des grains par rapport aux grains de petite taille. L'équation suivante est proposée pour évaluer la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) en fonction de l'angle de frottement d'instabilité ( $\phi_{ins}$ ) et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ss}$ ) des mélanges sable Chlef, sable moyen et fin de Chlef avec le limon peu plastique.

$$(\phi_{ins}, \phi_{ss}) = a \cdot (q_{max}) + c \quad (4.6)$$

Le tableau 4.6 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation  $R^2$  pour les mélanges sable-limon :

**Tableau 4.6 :** Coefficients a, c et  $R^2$  pour équation (4.6)

Angles de frottement	Matériaux testés	a	c	$R^2$
Angle de frottement d'instabilité	Sable de Chlef	0,008	33,7	<b>0,99</b>
	Sable moyen de Chlef	0,02	30,55	<b>0,89</b>
	Sable fin de Chlef	0,04	38,29	<b>0,97</b>
Angle de frottement à l'état stable	Sable de Chlef	0,004	54,49	<b>0,90</b>
	Sable moyen de Chlef	0,005	53,62	<b>0,95</b>
	Sable fin de Chlef	0,06	46,21	<b>0,88</b>



**Figure 4.26 :** Angles de frottement en fonction de résistance maximale des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable

#### 4.2.7.2 En terme de la pression interstitielle maximale

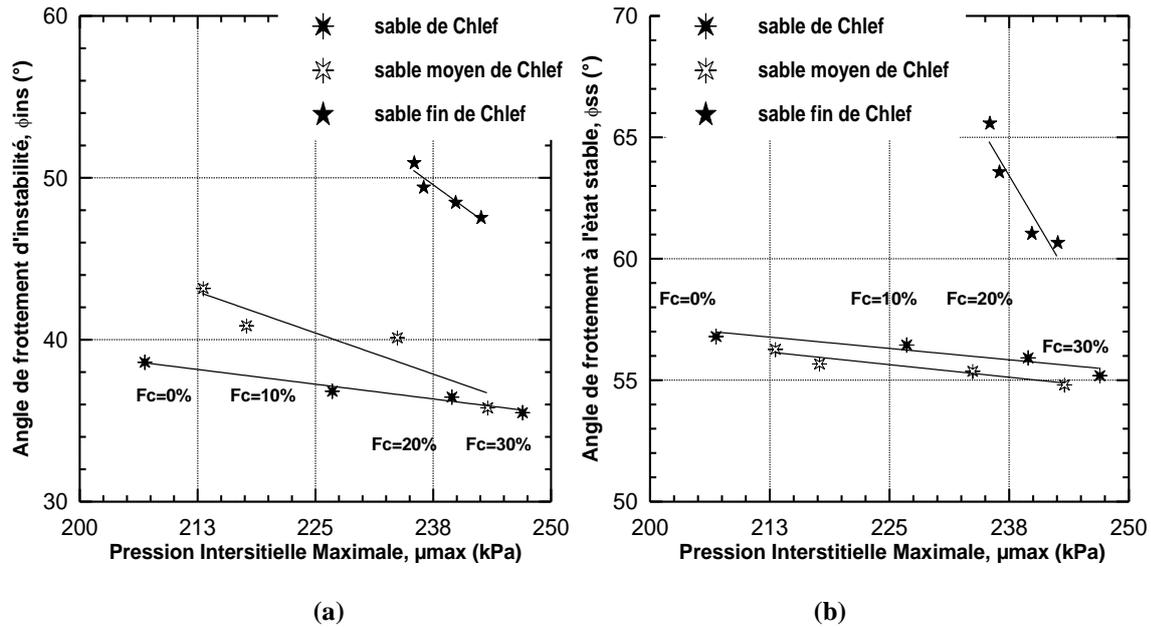
L'effet de l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ins}$ ,  $\phi_{ss}$ ) sur la pression interstitielle maximale ( $\Delta\mu_{max}$ ) des échantillons de sable limoneux sont présentés dans cette partie. On constate que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement d'instabilité, l'angle de frottement à l'état stable et la fraction des fines peu plastiques de  $F_c=0\%$  à  $F_c=30\%$ . Les résultats obtenus confirment l'existence d'une bonne corrélation  $0.88 \leq R^2 \leq 0.96$  entre les angles de frottement et la pression interstitielle maximale des mélanges sable-limon. Ce comportement est le résultat du fait que les fines peu plastiques agissent uniquement en tant que vides compressibles entre les grains du sable conduisant aux échantillons instables des mélanges de sable-limon. L'équation suivante est proposée pour exprimer l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable ( $\phi_{ins}$ ,  $\phi_{ss}$ ) en fonction de la pression interstitielle maximale ( $\Delta\mu_{max}$ ) des échantillons du sable de Chlef, sable moyen et fin de Chlef avec le limon peu plastique.

$$(\phi_{ins}, \phi_{ss}) = a * (\Delta\mu_{max}) + c \quad (4.7)$$

Le tableau 4.7 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation  $R^2$  pour les matériaux sélectionnés :

**Tableau 4.7** : Coefficients a, c et  $R^2$  pour équation (4.7)

Angles de frottement	Matériaux testés	a	c	$R^2$
Angle de frottement d'instabilité	Sable de Chlef	-0,07	53,63	<b>0,96</b>
	Sable moyen de Chlef	-0,20	86,10	<b>0,85</b>
	Sable fin de Chlef	-0,40	149,86	<b>0,90</b>
Angle de frottement à l'état stable	Sable de Chlef	-0,04	64,70	<b>0,87</b>
	Sable moyen de Chlef	-0,04	64,93	<b>0,91</b>
	Sable fin de Chlef	-0,66	221,27	<b>0,88</b>



**Figure 4.27 :** Angles de frottement en fonction de pression interstitielle maximale des mélanges considérant l'influence de la taille des grains (a) Angle de frottement d'instabilité (b) Angle de frottement à l'état stable

### 4.3. Conclusion

Ce chapitre comporte une présentation des résultats d'une étude expérimentale concernant l'effet de la forme des grains (sable de Chlef « forme arrondie », sable de Fontainebleau « forme semi-arrondie » et sable d'Hostun « forme semi-angleuse ») et taille des grains (sable de Chlef «  $D_{max}=2mm$  », sable moyen de Chlef «  $D_{max}=0.63mm$  » et sable fin de Chlef «  $D_{max}=0.25mm$  ») sur l'instabilité des mélanges sable-limon sous chargement monotone en condition non drainée. Les échantillons ont été reconstitués en laboratoire avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ) et soumis sous à trois pressions de confinement initiales ( $P'_c=100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa). Les angles de frottement sont calculés au point de premier pic de la phase de contractance et à l'état stable « état stationnaire de déformation » pour les trois pressions de confinement initiales sélectionnées dans le plan de chemin de contrainte ( $p'$ ,  $q$ ).

Les résultats montrent que la pression de confinement influe de manière significative sur la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-limon en tenant compte de la forme et taille des grains. De plus, l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques agissant comme vides fortement compressibles conduisant à une augmentation significative des zones d'instabilité des mélanges sable-limon.

L'influence de la forme et taille des grains sur les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable est très remarquable. On note que le sable arrondi « sable de Chlef » montre des angles de frottement élevés par rapport au sable semi-arrondi « sable de Fontainebleau » et le sable semi-anguleux « sable d'Hostun ». Cela signifie que les échantillons du mélange sable de Chlef-limon sont sensibles à la liquéfaction par rapport aux échantillons des mélanges sable de Fontainebleau-limon et sable d'Hostun-limon.

D'autre part, le mélange du sable fin de Chlef-limon ( $D_{\max}=0.25\text{mm}$ ) présente des valeurs élevées de l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable par rapport aux mélanges du sable moyen de Chlef-limon ( $D_{\max}=0.63\text{mm}$ ) et sable de Chlef-limon ( $D_{\max}=2\text{mm}$ ). Cela montre que le mélange sable fin de Chlef-limon est sensible à la susceptibilité à la liquéfaction. Enfin, les résultats obtenus confirment l'existence d'une bonne corrélation entre l'angle de frottement d'instabilité et l'angle de frottement à l'état stable « état stationnaire de déformation » avec l'indice des vides intergranulaire, la résistance au cisaillement maximale non drainée et la pression interstitielle des mélanges sable-limon considérant l'influence de la forme et taille des grains.

## **CHAPITRE 5**

# **INFLUENCE DE LA FRACTION DES FINES PEU PLASTIQUES ET L'INDICE DES VIDES SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINE DES MELANGES SABLE-LIMON**

---

La nature des sols sableux est fortement liée à sa microstructure qui est influencée par des nombreux paramètres comme la présence des fines peu plastiques, la granulométrie et l'état de densité...etc. Dans ce chapitre nous présentons une étude de l'influence de ( $F_c$  et  $e$ ) sur la réponse mécanique non drainée des échantillons reconstitués avec différentes formes et tailles des grains en tenant compte de l'utilisation des différents indices des vides (indice des vides global, indice des vides intergranulaire et l'indice des vides équivalent) et le paramètre d'état équivalent.

---

## **5.1. Effet de la fraction des fines peu plastiques sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon**

### **5.1.1 Introduction**

L'influence des fines sur la résistance à la liquéfaction des sables a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches. On note qu'à travers la littérature qu'il n'y a pas de consensus quant à l'effet de la teneur en fines sur le comportement des mélanges sable-limon. Plusieurs recherches ont rapporté que la résistance à la liquéfaction d'un sable augmente avec l'augmentation de la teneur en fines (Chang et al., 1982 ; Amini et Qi., 2000). D'autres ont trouvé que l'augmentation de la teneur en fines réduit la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon (Vaid., 1994 ; Shen et al., 1997 ; Lade et Yamamuro., 1997 ; Zlatovic et Ishihara., 1997). Par contre, d'autres études ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue jusqu'à atteindre une résistance minimale, puis elle ré-augmente avec l'augmentation de la teneur en fines (Law et Ling., 1992 ; Koester., 1994, Bouferra et Shahrour., 2004). Afin de bien montrer l'influence de la présence des fines sur le comportement des mélanges sable-limon, nous avons réalisé des essais non drainés sur les mélanges sables de (Chlef, Hostun, Fontainebleau, sable moyen et fin de Chlef) avec le sol fin provenant du sable de Chlef pour différentes fractions de fines peu plastiques variant de  $F_c=0\%$  à  $F_c=40\%$ .

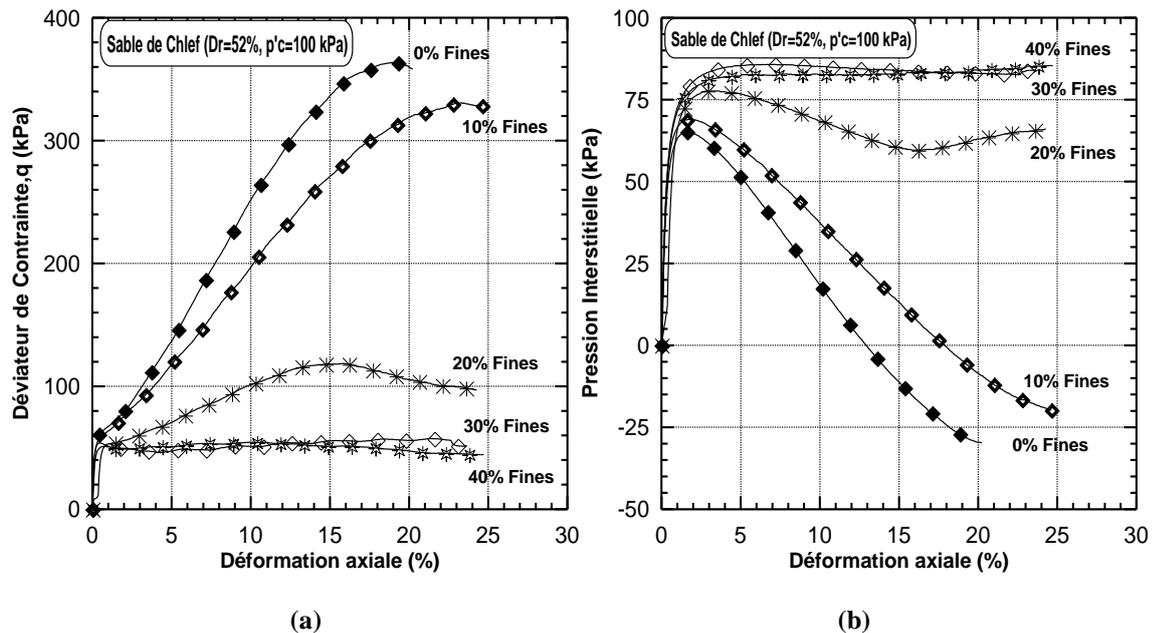
### **5.1.2 Résultats des essais en compression non drainée**

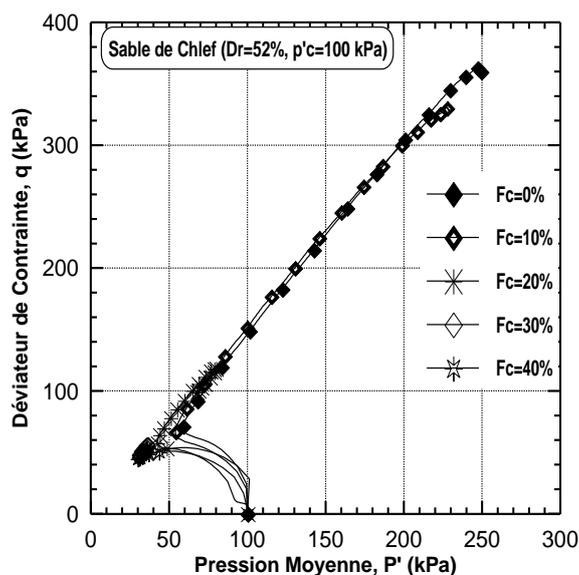
#### **5.1.2.1 Sable de Chlef**

La figure 5.1 présente les résultats des essais non drainés du mélange sable de Chlef ayant une forme arrondie et un diamètre maximal  $D_{max}=2\text{mm}$  avec le limon de Chlef peu plastique ( $I_p=5\%$ ) pour une gamme de teneur en fines ( $F_c = 0\%, 10\%, 20\%, 30\%$  et  $40\%$ ). Les échantillons ont été reconstitués avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ) et soumis à la pression de confinement initiale ( $P'_c = 100\text{ kPa}$ ). En général, le paramètre de la fraction des fines a une influence sur la résistance au cisaillement non drainée. Les échantillons du mélange sable de Chlef-limon pour ( $F_c=40\%$ ) indiquent un pourcentage de diminution de résistance à la liquéfaction de 85% par rapport aux échantillons du sable propre de Chlef ( $F_c=0\%$ ) pour la densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). Cette diminution de la résistance au cisaillement non drainée est due au rôle des fines peu plastiques qui amplifient la contractance des sables limoneux conduisant à une structure instable des mélanges sable de Chlef-limon. (Lade and Yamamuro., 1997 et Belkhatir et al., 2014) ont expliqué ce comportement de façon

que la présence de fines peu plastiques rend la texture du sol plus compressible et par conséquent augmentent de potentiel de compressibilité des mélanges sable-limon pour la teneur en fines peu plastiques variant de 0% à 40%. Les échantillons ayant de faibles fractions de fines ( $F_c = 0\%$ , 10% et 20%) présentent une résistance au cisaillement non drainée élevée par rapport aux échantillons ayant une teneur en fines élevée ( $F_c = 30\%$  et 40%) pour les mélanges sable de Chlef-limon. Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec le travail expérimental rapporté par (Troncoso et Verdugo., 1985 et Belkhatir et al., 2012).

En général, la présence des fines peu plastiques ( $I_p=5\%$ ) a une influence significative sur la surgénération de la pression interstitielle de l'eau. Les échantillons du sable limoneux ayant une teneur en fines de  $F_c= 40\%$  indiquent un pourcentage de 23% d'augmentation de la pression interstitielle (Figure 5.1b) par rapport aux échantillons du sable de Chlef propre ( $F_c=0\%$ ) pour la densité relative initiale considérée ( $D_r = 52\%$ ). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre clairement le rôle des fines peu plastiques dans la diminution de la pression moyenne effective et la contrainte déviatorique maximale (Figure 5.1c).





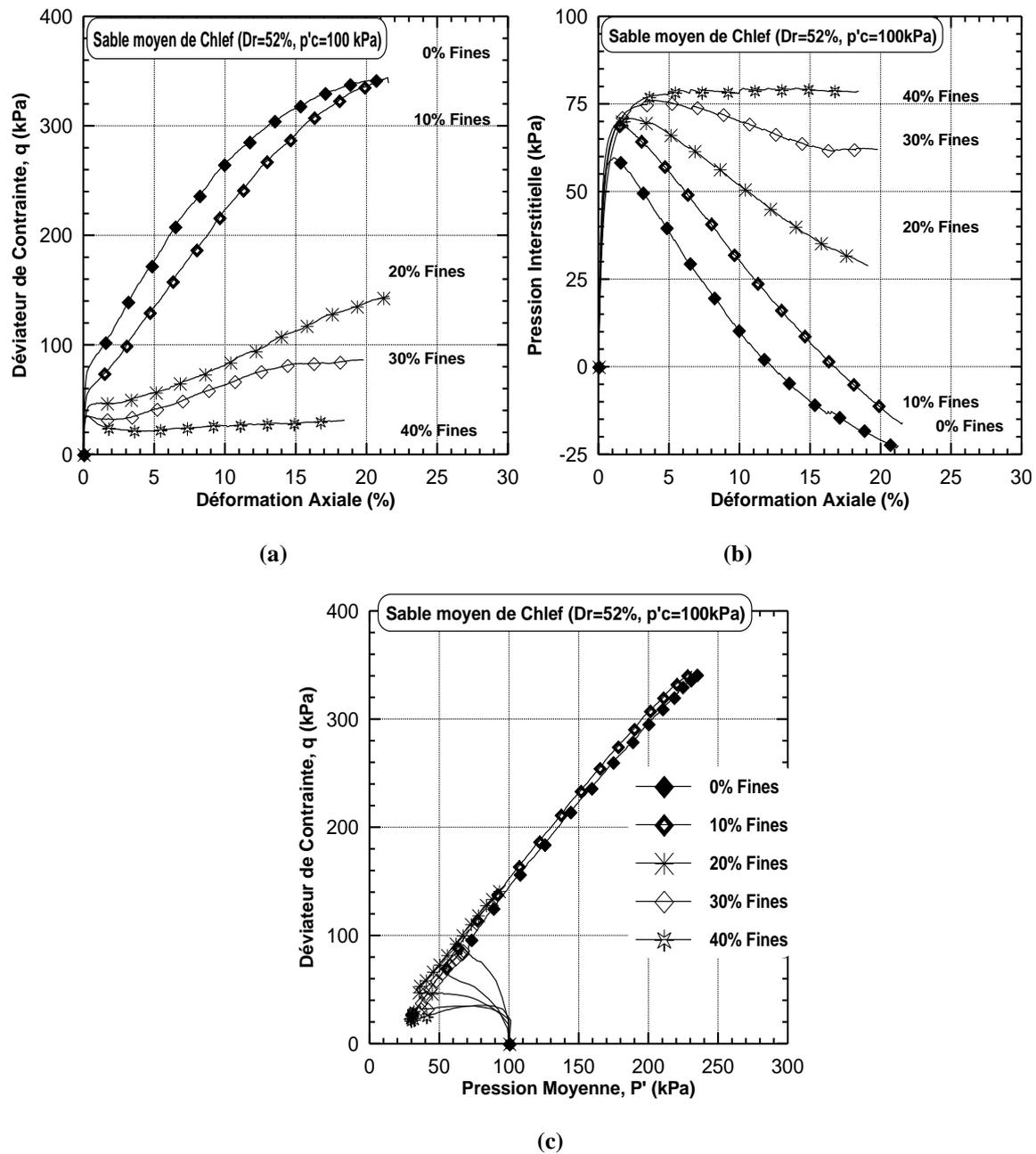
(c)

Figure 5.1 : Réponse non-drainée du mélange sable de Chlef-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ ,  $P'_c=100$  kPa)

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

### 5.1.2.2 Sable moyen de Chlef

En vue d'étudier l'effet de la teneur en fines peu plastiques sur la réponse mécanique des échantillons (sable moyen de Chlef «  $D_{max}=0.63\text{mm}$  ») en terme de la résistance au cisaillement non drainée et pression interstitielle des mélanges sable-limon. La (Figure 5.2) présente des essais de compression monotones menés sur différentes fractions des fines allant de 0% à 40% pour une densité relative initiale ( $D_r = 52\%$ ) et la pression de confinement ( $P'_c = 100\text{kPa}$ ). En général, la présence de fines peu plastiques a une influence notable sur le comportement non drainé des matériaux testés. On note que, l'augmentation de la teneur en fines induit une augmentation de la pression interstitielle des mélanges sable-limon et par conséquent une diminution de la résistance au cisaillement maximale non drainée pour la pression de confinement initiale ( $P'_c = 100\text{kPa}$ ). L'augmentation de la pression interstitielle des mélanges sable-limon pour la pression de confinement ( $P'_c = 100$  kPa) est clairement illustrée dans (Figure 5.2b). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre clairement le rôle des fines peu plastiques dans la diminution de la pression moyenne effective moyenne et la contrainte déviatorique maximale des mélanges sable-limon (Figure 5.2c).

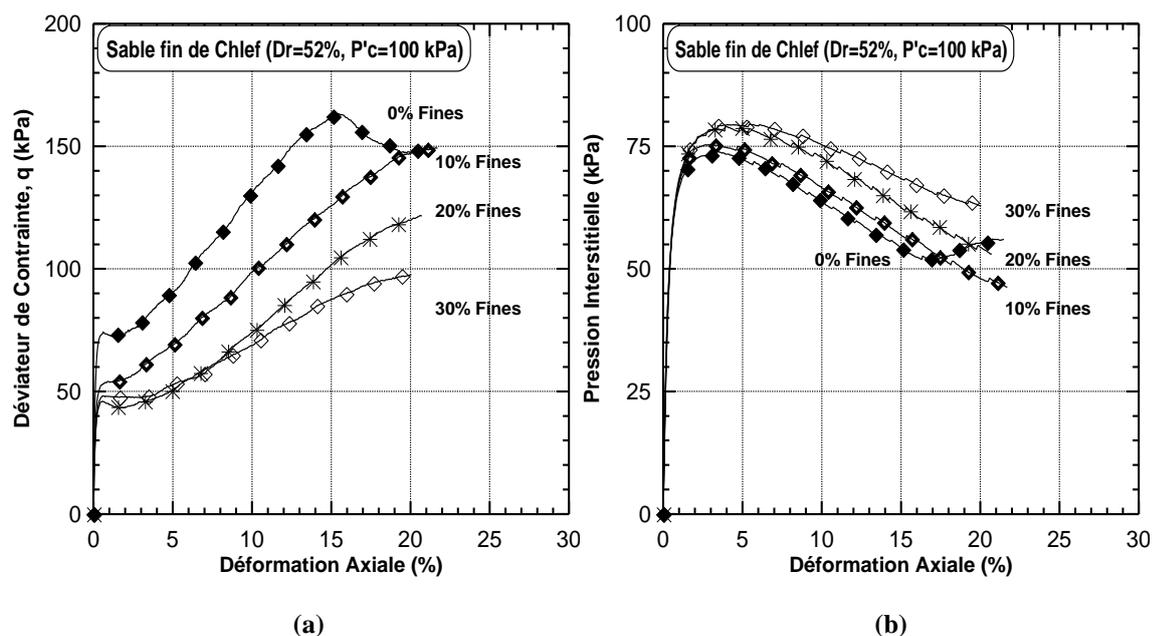


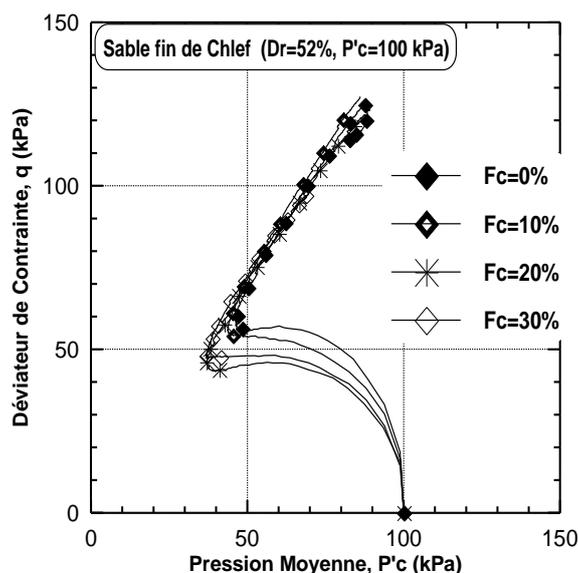
**Figure 5.2 :** Réponse non-drainée du mélange sable moyen de Chlef-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ ,  $P'_c=100$  kPa)

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan  $(p', q)$

### 5.1.2.3 Sable fin de Chlef

La figure 5.3 illustre Les effets des fines peu plastiques sur la réponse mécanique non drainée de sable fin de Chlef ayant une forme arrondie avec un diamètre maximal  $D_{max}=0.25mm$ . Les échantillons ont été reconstitués avec une gamme de teneur en fines peu plastiques variant de ( $F_c=0\%$  à  $F_c=30\%$ ) et une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). On constate que la résistance au cisaillement non drainée des échantillons du sable fin de Chlef-limon diminue avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques de  $F_c=0\%$  à  $F_c=30\%$  conduisant à une augmentation de la phase de contractance des mélanges sable-limon et par conséquent donne des échantillons instables et susceptibles à la liquéfaction. En plus, l'augmentation de la fraction des fines induit une augmentation significative de la pression interstitielle comme illustre (Figure 5.3b). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre clairement le rôle des fines peu plastiques dans la diminution de la pression moyenne effective moyenne et la contrainte déviatorique maximale de sableux limoneux (Figure 5.3c).





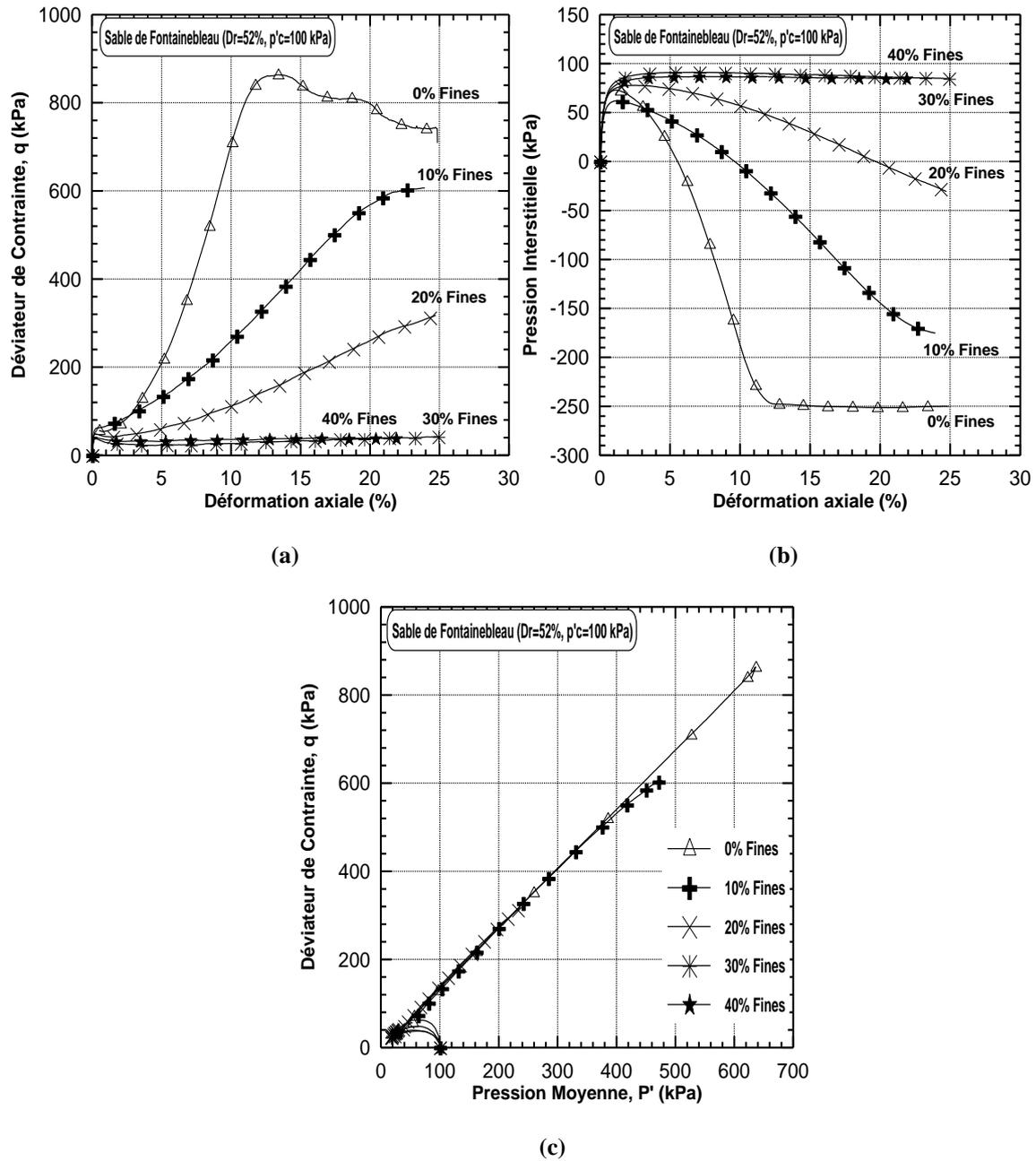
(c)

**Figure 5.3** : Réponse non-drainée du mélange sable fin de Chlef-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ ,  $P'_c=100$  kPa)

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

#### 5.1.2.4 Sable de Fontainebleau

L'influence de la teneur en fines peu plastiques sur la résistance au cisaillement non drainée du sable limoneux (Sable de Fontainebleau-limon de Chlef) est illustrée dans (Figure 5.4). Les échantillons du mélange sable-limon ont été reconstitués avec une fraction des fines allant de 0% à 40% à une densité relative initiale ( $D_r = 52\%$ ) et soumis à la pression de confinement ( $P'_c = 100$  kPa). D'après cette figure, on constate que la fraction des fines peu plastiques a un effet important sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon en terme de résistance au cisaillement non drainée et pression interstitielle des matériaux testés. En effet, l'augmentation de la teneur en fines induit une augmentation de la pression interstitielle et par conséquent une diminution de la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon pour la pression de confinement initiale considérée ( $P'_c = 100$  kPa). De plus, Les échantillons du mélange sable de Fontainebleau-limon pour ( $F_c=40\%$ ) indiquent un pourcentage d'augmentation de 33% de la pression interstitielle par rapport aux échantillons du sable de Fontainebleau propre ( $F_c=0\%$ ). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre clairement le rôle de limon peu plastique dans la diminution de la pression moyenne effective moyenne et la contrainte déviatorique maximale des mélanges sable de Fontainebleau-limon (Figure 5.4c).



**Figure 5.4** : Réponse non-drainée du mélange sable de Fontainebleau-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ ,  $P'_c=100$  kPa)

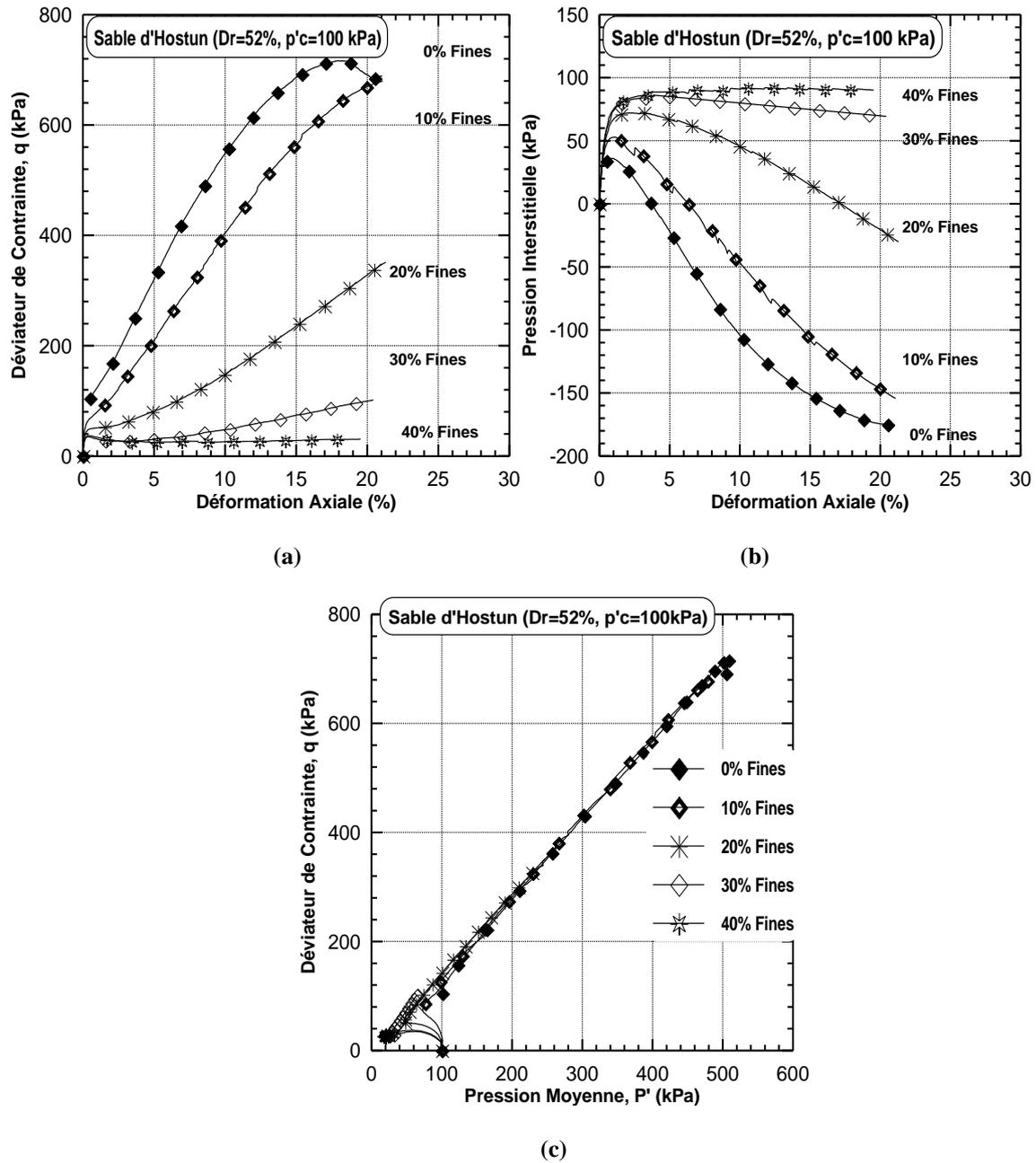
- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan  $(p', q)$

### 5.1.2.5 Sable d'Hostun

La figure 5.5 montre les résultats des essais triaxiaux non drainés sur les mélanges sable d'Hostun ayant une forme semi-anguleuse avec les fines peu plastiques ( $I_p=5\%$ ) pour les teneurs en fines ( $F_c = 0\%, 10\%, 20\%, 30\%$  et  $40\%$ ). Les échantillons ont été reconstitués avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ) et soumis à la pression de confinement initiale ( $P'_c = 100$  kPa). En général, le paramètre de la fraction des fines peu plastiques a une influence notable sur la réponse monotone des mélanges sable d'Hostun-limon. Les échantillons du mélange sable d'Hostun-limon pour ( $F_c=40\%$ ) indiquent un pourcentage de diminution de résistance au cisaillement non drainée de 95% par rapport aux échantillons du sable d'Hostun propre ( $F_c=0\%$ ). Cette diminution de la résistance au cisaillement non drainée peut être attribuée à la fraction des fines peu plastiques induit le caractère contractant conduisant à une structure instable des mélanges sable-limon.

Les échantillons ayant des fractions des fines faibles ( $F_c = 0\%, 10\%$  et  $20\%$ ) présentent une résistance au cisaillement non drainée élevée ( $q_{\max}=716,8$  kPa,  $679,9$  kPa et  $351,2$  kPa) par rapport aux échantillons ayant une teneur en fines élevées ( $F_c = 30\%$  et  $40\%$ ) ( $q_{\max}=101,7$  kPa et  $37$  kPa) respectivement.

De plus, la présence des fines peu plastiques ( $I_p = 5\%$ ) a une influence significative sur la surgénération de la pression interstitielle de l'eau. Les échantillons du sable limoneux ayant une teneur en fines de 40% indiquent un pourcentage de 61% d'augmentation de la pression interstitielle (Figure 5.5b) par rapport aux échantillons du sable d'Hostun propre ( $F_c=0\%$ ) pour la densité relative initiale ( $D_r = 52\%$ ). Le chemin de contrainte dans le plan ( $p', q$ ) montre clairement le rôle des fines peu plastiques dans la diminution de la pression moyenne effective et la contrainte déviatorique maximale des mélanges sable d'Hostun-limon (Figure 5.5c).



**Figure 5.5 :** Réponse non-drainée du mélange sable d'Hostun-limon de Chlef ( $D_r=52\%$ ,  $P'_c=100$  kPa)

- (a) : Evolution de déviateur de contrainte
- (b) : Evolution de la pression interstitielle
- (c) : Chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ )

## 5.2. Influence de différents indices des vides sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon

### 5.2.1 Introduction

Le comportement d'un sable est fortement lié à la nature de sa microstructure qui est influencé par des nombreux facteurs comme l'indice des vide. L'indice de vide ( $e$ ) a été utilisé comme une variable d'état du comportement de l'instabilité des sables et il a été un paramètre variable dans la mécanique d'état critique de sol (« Critical State Soil Mechanic » CSSM). L'applicabilité de l'indice des vides au mélange sable-limon a été remis en question avec le souci que les fines peuvent pénétrer dans les vides formés par les grains de sable donc elles ne contribuent guère à résister aux forces extérieures. Dans la mécanique d'état critique de sol « Critical State Soil Mechanic » (CSSM), l'indice des vides ( $e$ ) agi comme une variable de densité compétente pour les sables propres alors qu'il se révèle être insuffisant pour décrire une composition binaire lorsque les fines sont impliquées. Alternativement, l'indice des vides de Skeleton « squelette solide » ( $e_s$ ), l'indice des vides intergranulaire ( $e_g$ ) et l'indice des vides équivalent ( $e^*$ ) étaient d'établir la densité proposée des mélanges du sable dominé ( $F_c < \ll \text{TFC ou } f_{c\text{thre}} \gg$ ). En supposant que tous les grains fins résident dans l'espace vide entre les grains de sable et ne contribuent pas au squelette du sol, l'indice des vides de Skeleton ( $e_s$ ) proposé pour le traitement des fines et il a été calculé par l'expression suivante (Mitchell., 1993) :

$$e_s = \frac{(V_t * G_s * \rho_w) - (M_t - M_f)}{(M_t - M_f)} \quad (5.1)$$

Ou  $V_t$  : volume total d'échantillon,  $G_s$  : poids volumique des grains solides,  $\rho_w$  : poids volumique d'eau,  $M_t$  : masse totale de sol,  $M_f$  : masse des fines. Lorsque les densités de grains du sable et les fines sont supposées être égaux et la teneur en fines est connue, l'équation (5.1) est écrit suivant l'expression (Thevanayagam., 1998) :

$$e_g = \frac{e + F_c}{1 - F_c} \quad (5.2)$$

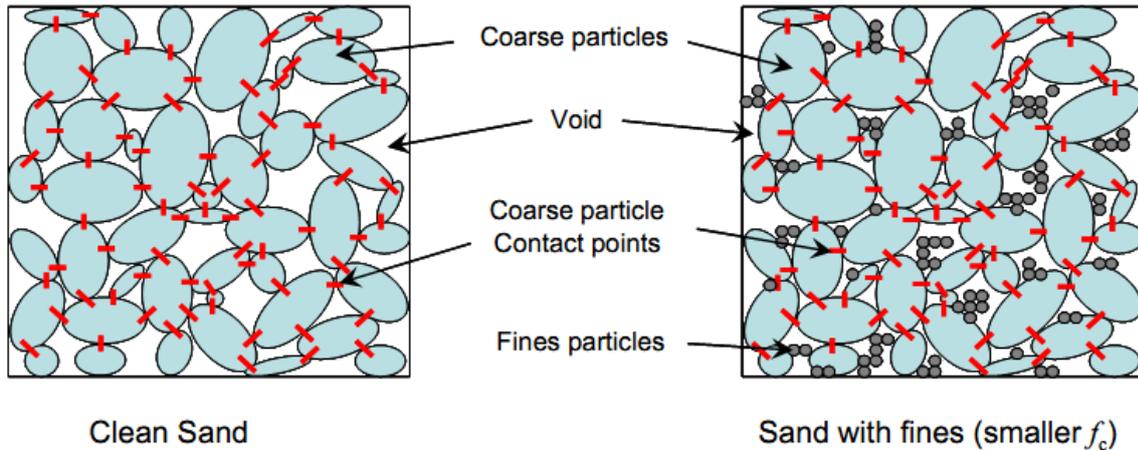


Figure 5.6 : Arrangement des grains du sable propre et sable avec les fines  
(Rahman et al., 2009)

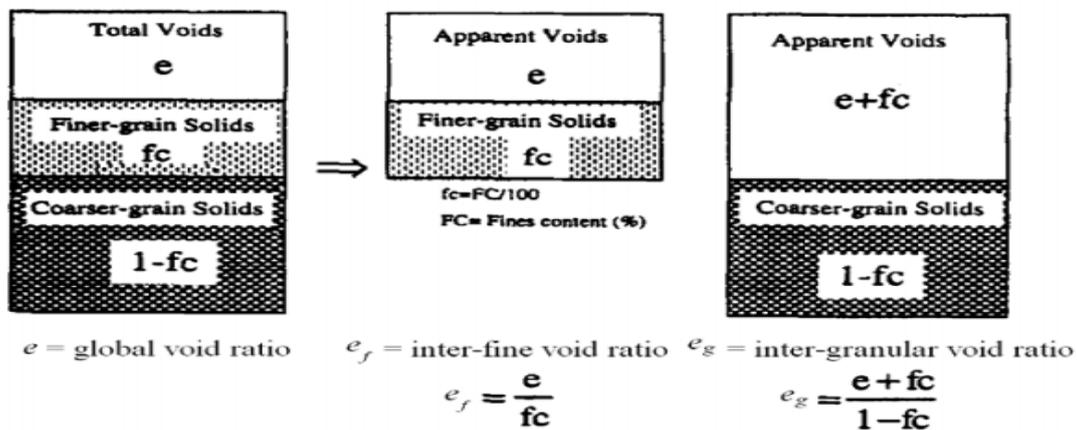
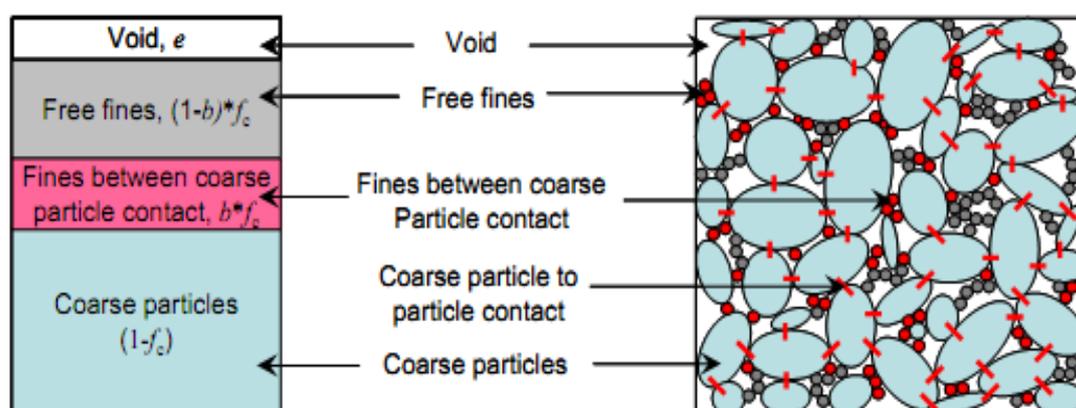


Figure 5.7 : Définition d'indice des vides intergranulaire et interfine  
(Thevanayagam et al., 1998)

### 5.2.2 Notion sur le facteur b

(Thevanayagam et al., 2002 ; Chu & Leong., 2002) ont appliqué l'indice des vides de Skeleton ( $e_s$ ) à la place de l'indice des vides global ( $e$ ) et ils ont constaté que totalité des fines agissent comme vides. Lorsque la teneur des fines augmente ou bien les grains des fines ne peuvent pas remplir les pores entre les gros grains de manière efficace, il y a une certaine quantité des fines qui est localisée entre les grains des sables et elle participe à la chaîne de force ; prenant en compte que les fines ont une contribution active. (Thevanayagam., 2000) fait une autre modification sur la notion de l'indice des vides de Skeleton en attribuant une valeur au facteur ( $b$ ) pour représenter la fraction des fines qui contribue à maintenir la force extérieure entre les grains du sol « indice des vides équivalent  $e^*$  » (Figure 5.8). La formule de l'indice des vides équivalent est donnée comme suite :

$$e^* = \frac{e + (1 - b) * F_c}{1 - (1 - b) * F_c} \quad (5.3)$$



**Figure 5.8 :** Arrangement des grains du mélange sable-limon (Rahman et al., 2009)

Lorsque (b) est égal à 0, cela signifie que tous les grains des fines remplissent les vides entre les grains du sable et l'indice des vides équivalent se réduit à l'indice des vides de Skeleton. L'augmentation de la valeur de (b) se traduit par une forte participation des fines au squelette du sol. Lorsque la valeur de (b)  $\geq 1$ , ce qu'il a indiqué que toutes les fines ont la même contribution que les grains du sable. En effet, il est clair que le potentiel de liquéfaction des sols contenant des fines a soulevé des inquiétudes considérables dans les décennies récentes et les trois indices des vides ( $e_s$ ,  $e_g$ ,  $e^*$ ) ont une application généralisée.

En traçant de la ligne d'état critique « Critical State Line » (CSL) en terme d'indices des vides, (Papadopoulou & Tika., 2008) ont observé une tendance à la baisse du CSL avec l'augmentation de pourcentage de fines non plastiques lorsque  $F_c < 35\%$ . Alors que, lorsque les mêmes données ont été tracées en termes de l'indice des vides de Skeleton, la tendance est inversée ; la ligne d'état critique (CSL) est déplacée vers le haut avec l'augmentation de ( $F_c$ ). Quand l'indice des vides de Skeleton semble y avoir des vues plus controversées sur son applicabilité. (Pitman et al., 1994) a tenu en compte que l'indice des vides de Skeleton était insuffisant pour être universellement appliqué. L'indices des vides équivalent ( $e^*$ ) se révèle a être un autre indice répondu pour les mélanges des sables avec les fines au cours des dernières années.

(Yang et al., 2006c ; Chiu & Fu., 2008) ont rapporté que l'indice des vides équivalent ( $e^*$ ) était suffisant pour établir les contacts entre les mélanges du sable avec les fines en prenant en considération l'utilisation de valeur de (b). Dans les études publiées, l'indice des vides

équivalent ( $e^*$ ) a été calculé en attribuant à la valeur de (b), cette dernière est une propriété intrinsèque des sols mixtes et seulement elle varie selon les caractéristiques des grains du sable et les fines. (Ni et al. 2004) a identifié l'influence de la taille des grains et ils ont souligné le fait que la valeur de (b) diminue avec l'augmentation du rapport de la disparité de taille ou bien le rapport de diamètre des grains ( $\chi$ ), qui est défini comme :

$$x = \frac{D_{10}}{d_{50}} \quad (5.4)$$

Où  $D_{10}$  : est le diamètre efficace du sable, et  $d_{50}$  : est le diamètre moyen des fines. Comme la valeur (b) reflète l'efficacité des fines d'occuper les vides entre les grains, il devrait être étroitement lié à la distribution des pores et la quantité des fines. Avec un accroissement de la valeur de ( $\chi$ ), il y a plus de vides pour les fines à résider et par conséquent une plus petite fraction des fines peut jouer un rôle dans la chaîne de la force ayant une plus petite valeur de (b). L'influence de la différence de taille entre les grains de sable et les fines a été discuté en détails par (Rahman et al. 2008) et ils ont proposé une prédiction semi-empirique de la valeur (b) comme suite :

$$b = \left[ 1 - \exp\left(-0.3 \frac{(F_c/F_{c_{thre}})}{k}\right) \right] * \left( r * \frac{F_c}{F_{c_{thre}}} \right)^r \quad (5.5)$$

Où  $r = \chi^{-1} = d_{50}/D_{10}$ ,  $k = (1-r^{0.25})$ . Lorsque la teneur en fines au seuil (TFC ou  $f_{c_{thre}}$ ) est inconnue, elle peut être estimée par une équation empirique proposée par (Rahman & Lo 2008) :

$$F_{c_{thre}} = 0.40 * \left( \frac{1}{1 + e^{0.5 - 0.13\chi}} + \frac{1}{\chi} \right) \quad (5.6)$$

Dans notre étude, la teneur en fines au seuil ( $f_{c_{thre}}$ ) des matériaux du sable limoneux étudiés est ( $f_{c_{thre}} = 33\%$  pour le sable de Chlef et le sable moyen de Chlef,  $f_{c_{thre}} = 30\%$  pour sable fin de Chlef,  $f_{c_{thre}} = 32\%$  pour le sable de Fontainebleau et  $f_{c_{thre}} = 31\%$  pour le sable d'Hostun) indiqué sur (Figure 5.9) en utilisant l'équation (5.6). Les résultats mentionnés sont en bon accord avec ceux de (Thevanayagam et al., 2002).

La valeur de (b) est calculée considérablement avec l'augmentation de ( $\chi$ ) où ( $\chi$ ) est petite, mais devient insensible à ( $\chi$ ) quand ( $\chi > 8$ ), observé par (Lade et al., 1998). Toutefois, par rapport à la valeur de (b) qui attribué dans les études publiées, la valeur calculée de (b) était remarquablement plus faible, pour les faibles teneurs en fines. Par exemple, (Ni et al., 2004)

ont choisi ( $b = 0,7$ ) pour les échantillons normalement consolidés du sable alluvionnaire mélangé avec 9% de fines non plastiques, tandis que la valeur de ( $b$ ) exacte est 0,033. L'écart entre le résultat analysé et semi-empirique de valeur prédite a été attribuée à l'incertitude du processus spécifique et que plusieurs valeurs de ( $b$ ) pourraient être obtenus (Rahman et al., 2008).

Une valeur de ( $b$ ) comprise entre 0 et 1 représente une contribution de l'amélioration de la stabilité du squelette du sable formé par le traitement des fines que les vides ; une valeur négative indique un rôle de réduire la stabilité du squelette du sable formée en traitant les fines comme des vides. Néanmoins, la discussion sur le rôle distinct des fines révèle un fait important que les grains fins qui participent à la formation du squelette du sol ne peuvent pas toujours aider à résister à la force externe et de réduire l'instabilité. Au contraire, il peut ruiner la stabilité du squelette et augmenter le potentiel de liquéfaction. (Georgiannou., 2006) ont étudié la réponse non drainée des sables mélangés avec des fines de forme distincte. Il a été affirmé que les limons arrondis participent au mouvement des grains du sable et réduisent la phase de contractance des sols, tandis que les grains de mica lamellaire induit l'instabilité comme ils pourraient lubrifier le contact intergranulaire.

Apparemment, la forme des grains des fines joue également un rôle remarquable dans le comportement en cisaillement des sols mixtes. Il semble que le rôle des fines dans le comportement mécanique sous chargement ne peut être efficacement une analogie via l'étude sur le mélange binaire, puisque non seulement le nombre de contact, mais aussi le type de contact aurait une incidence sur la stabilité de la structure du sol. Selon l'analyse ci-dessus, le rapport de la disparité de taille ou bien le rapport du diamètre des grains, le teneur en fines et la forme des grains ont été reconnus pour affecter le comportement mécanique des sols mixtes. Bien que le concept de l'indice des vides équivalent a été proposé et a été appliqué dans plusieurs études publiées, les incertitudes liées à la notion de valeur ( $b$ ) entravent son application et que la détermination de la valeur de ( $b$ ) reste vague.

### 5.2.3 Les paramètres influençant sur le facteur $b$

La variation du facteur ( $b$ ) avec le rapport des diamètres des grains ( $x$ ) est présentée dans (Figure 5.9). La figure ci-dessus est normalisée avec  $b(20)$ , la valeur ( $b$ ) au rapport de diamètre des grains égales 20 ( $x = 20$ ), de sorte que les graphes correspondants aux différentes teneurs en fines pourraient être comparées par rapport à certains chercheurs dans la littérature avec des diamètres différents. A partir de cette figure, on constate que le rapport  $b(x) / b(20)$  diminue linéairement avec l'augmentation du rapport du diamètre des grains

jusqu'au la valeur de  $(x)$  égale à 5. Au-delà de cette valeur, le facteur  $(b)$  continue à décroître avec l'augmentation du rapport du diamètre des grains des matériaux testés mentionnés dans la littérature. De plus, on note que les résultats de la variation du facteur  $(b)$  avec le rapport des diamètres des grains  $(x)$  pour les matériaux considérés dans cette étude (les mélanges sable de Chlef, sable moyen et fin de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec les fines peu plastiques) sont en bon accord avec les résultats de la littérature Figure (5.9).

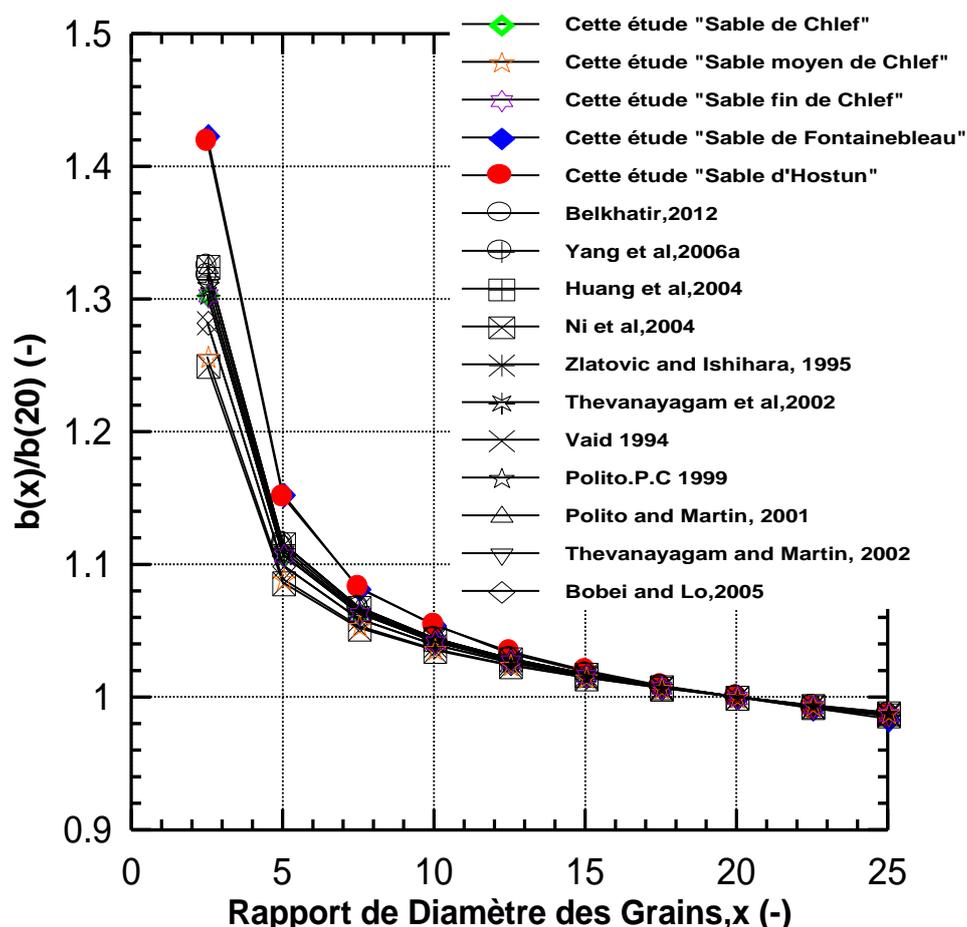


Figure 5.9 : Relation entre le facteur de  $(b)$  et rapport du diamètre des grains  $(x)$

La variation du facteur  $(b)$  avec la teneur en fines normalisée ( $F_c / f_{c_{thre}}$ ) est représentée dans (Figure 5.10). On constate que l'ampleur d'augmentation du facteur  $(b)$  avec la teneur en fines normalisée est initialement faible et que la tendance a changé pour les teneurs en fines normalisées élevées. De plus, les matériaux testés présentent une tendance similaire en comparaison à d'autres études mentionnées dans (Figure 5.10).

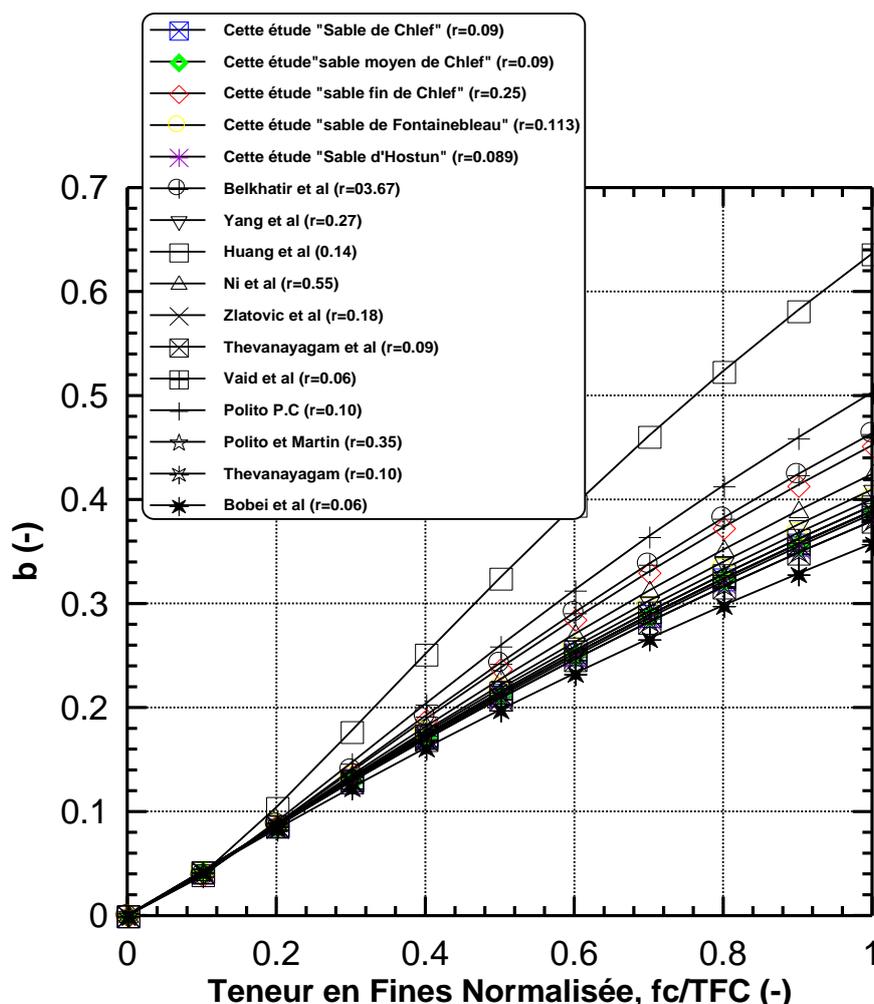


Figure 5.10 : Variation du facteur b avec la teneur en fines normalisée ( $F_c/F_{c_{thre}}$ )

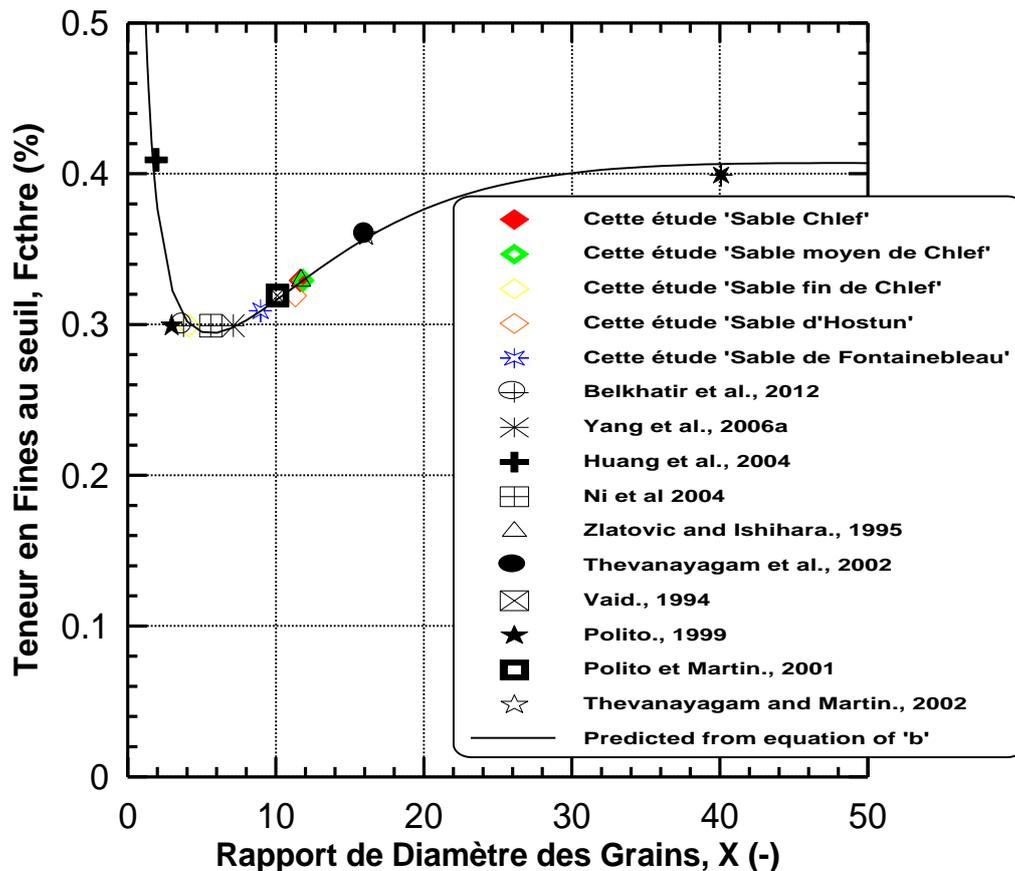
La variation de la teneur en fines au seuil ( $f_{c_{thre}}$ ) avec le rapport du diamètre des grains ( $x$ ) est discutée dans cette section. La figure 5.11 montre que lorsque le rapport du diamètre des grains ( $x$ ) est faible, la teneur en fines au seuil ( $f_{c_{thre}}$ ) présente des valeurs plus élevées en comparaison avec celles qui correspondent au rapport des diamètres des grains critiques ( $x_{crit}$ ). Cela est dû aux petits grains qui ouvrent les vides entre les gros grains et donnent plus d'espace entre eux (Rahman et al., 2008). En plus, lorsque le rapport des diamètres des grains ( $x$ ) atteint le rapport des diamètres des grains critique ( $x_{crit}$ ), les valeurs de la teneur en fines au seuil ( $f_{c_{thre}}$ ) deviennent faibles. Ceci peut être attribué à une faible présence des grains fins entre les grains de sable (Rahman et al., 2008). Cependant, au-delà des diamètres des grains critiques ( $x_{crit}$ ), une augmentation du rapport des diamètres des grains ( $x$ ) conduit à une augmentation progressive de la teneur en fine au seuil ; ceci est expliqué par (Rahman et al., 2008) que quand les fines deviennent plus petites en taille, plus de fines peuvent être stockées entre les grains de sable.

Le tableau 5.1 présente les résultats de cette étude et ceux de la littérature sur les mélanges sable-limon.

**Tableau 5.1** : Différentes études sur les mélanges sable-limon dans littérature.

Source	Diamètre efficace de sable ( $D_{10}$ )	Diamètre moyen des fines ( $d_{50}$ )	Méthode de préparation	Teneur en fines (%)	$x$	$f_{c_{thre}}$ (%)	Valeur de b
Sable de Chlef	0,266	0,023	A	0-40	11,55	33%	0-0,454
Sable moyen de Chlef	0,270	0,023	A	0-40	11,75	33%	0-0,452
Sable fin de Chlef	0,093	0,023	A	0-40	4,04	30%	0-0,562
Sable de Fontainebleau	0,204	0,023	A	0-40	8,87	32%	0-0,486
Sable d'Hostun	0,258	0,023	A	0-40	11,22	31%	0-0,458
Belkhatir, 2012	0,220	0,060	A	0-30	3,667	30%	0-0,455
Yang et al, 2006a	0,225	0,032	M	0-30	7,030	30%	0-0,410
Huang et al,2004	0,080	0,044	M	0-30	1,820	41%	0-0,481
Ni et al,2004	0,209	0,038	M	0-09	5,500	30%	0-0,021
Zlatovic and Ishihara, 1995	0,116	0,010	M/DD/WS	0-30	11,60	33%	0-0,360
Thevanayagam et al, 2002	0,160	0,010	A/M	0-25	16,00	36%	0-0,280
Vaid, 1994	0,070	0,007	SD	0-21	10,00	32%	0-0,276
Polito.P.C1999	0,089	0,031	M	0-37	2,870	30%	0-0,389
Polito and Martin, 2001	0,311	0,031	M	0-25	10,03	32%	0-0,321
Thevanayagam and Martin2002	0,160	0,010	A/M	0-25	16,00	36%	0-0,280
Bobei an Lo, 2005	0,225	0,006	M	0-20	40,00	40%	0-0,195

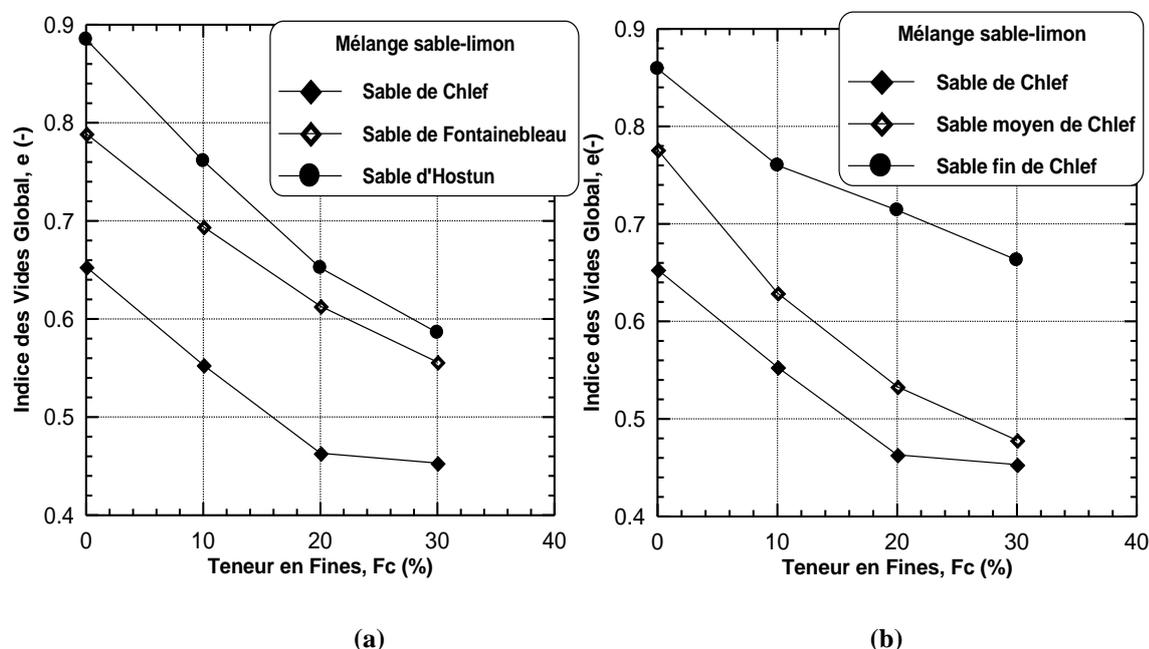
A : Pluviation à sec, DD : dépôt à sec, M : Damage humide, SD : dépôt à suspension, WS : sédimentation.



**Figure 5.11** : Teneur en fines au seuil en fonction du rapport du diamètre des grains.

### 5.2.4 Effet de la fraction des fines peu plastiques sur l'indice des vides global des mélanges sable-limon

L'influence de la fraction des fines peu plastiques sur l'indice des vides global des mélanges : sable de Chlef, sable moyen et fin de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun avec le limon de Chlef est discutée dans cette section. La figure (5.12) montre que l'indices des vides global diminue avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques pour l'ensemble des mélanges sable-limon considérés. De plus, la forme des grains a une influence significative sur l'indice des vides global des mélanges sable-limon. On note que l'indice des vides global des mélanges sable-limon est plus important du sable d'Hostun « forme semi-anguleuse » par rapport à celui du sable de Fontainebleau « forme de semi-arrondie » et sable de Chlef « forme arrondie ». Cela signifie que les sables arrondis caractérisent par des valeurs faibles d'indice des vides global par rapport aux sables semi-arrondis et sables anguleux. De plus, on remarque sur la Figure 5.12b que la taille des grains a un effet remarquable sur l'indice des vides global des mélanges sable-limon. En effet, le mélange sable fin de Chlef-limon de Chlef se caractérise par des valeurs élevées d'indice des vides global par rapport aux mélanges sable moyen de Chlef-limon et sable de Chlef-limon.



**Figure 5.12 :** Indice des vides global en fonction de teneur en fines peu plastiques  
(a) Forme des grains (b) Taille des grains

### 5.2.5 Effet de la fraction des fines peu plastiques sur l'indice des vides intergranulaire des mélanges sable-limon

La figure 5.13 présente la variation de l'indice des vides intergranulaire avec la teneur en fines peu plastiques des sables ayant différentes formes et tailles des grains : sable de Chlef « forme arrondie et  $D_{\max}=2\text{mm}$  », sable moyen de Chlef « forme arrondie et  $D_{\max}=0.63\text{mm}$  », sable fin de Chlef « forme arrondie et  $D_{\max}=0.25\text{mm}$  », sable de Fontainebleau « forme semi-arrondie et  $D_{\max}=1\text{mm}$  » et sable d'Hostun « forme semi-anguleuse et  $D_{\max}=0.63\text{mm}$  » mélangés avec des fines peu plastiques « forme arrondie et  $D_{\max}=0.08\text{mm}$  » à une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). Il semble qu'il y a une forte relation entre l'indice des vides intergranulaire et la teneur en fines peu plastiques pour les mélanges étudiés. En augmentant la gamme des teneurs en fines de  $F_c=0\%$  à  $F_c=30\%$ , l'indice des vides intergranulaire augmente d'une façon significative. Ce comportement est dû particulièrement à la fraction des fines peu plastiques qui diminuent les contacts entre les grains du sable et par conséquent augmentent l'indice des vides intergranulaire des échantillons du sable limoneux reconstitués avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). Nos résultats sont bon accord avec l'étude de (Thevanayagam et al., 2000, Belkhatir et al., 2012). En plus, la forme des grains a une influence sur la relation entre l'indice des vides intergranulaire et la teneur en fines peu plastiques, en remarquant que l'augmentation d'indice des vides intergranulaire avec la fraction des fines peu plastiques des sables de Fontainebleau et Hostun est plus élevée par rapport au sable de Chlef, cela signifie que la forme semi-arrondie et semi-anguleuse se manifestent par des indices des vides intergranulaire plus élevés en comparaison avec la forme arrondie.

On remarque sur figure 5.13b que la taille des grains a un effet très notable sur la variation des fines peu plastiques avec l'indice des vides intergranulaire ; on constate que la variation de l'indice des vides intergranulaire avec la fraction des fines peu plastiques est très remarquable pour le sable fin de Chlef ayant un diamètre maximal de 0.25mm par rapport aux autres sables : sable de Chlef ayant un diamètre maximal de 2mm et sable moyen de Chlef ayant un diamètre maximal de 0.63mm. Ceci signifie que les grains de petite taille du sable fin de Chlef contribuent à l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire en comparaison avec les grains de taille importante du sable de Chlef.

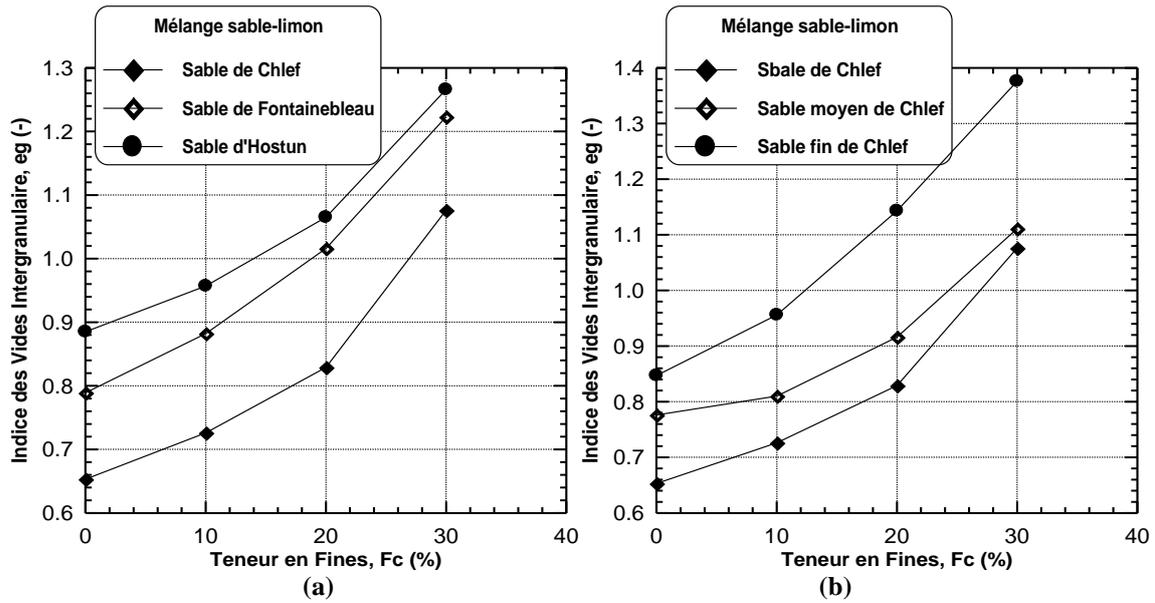
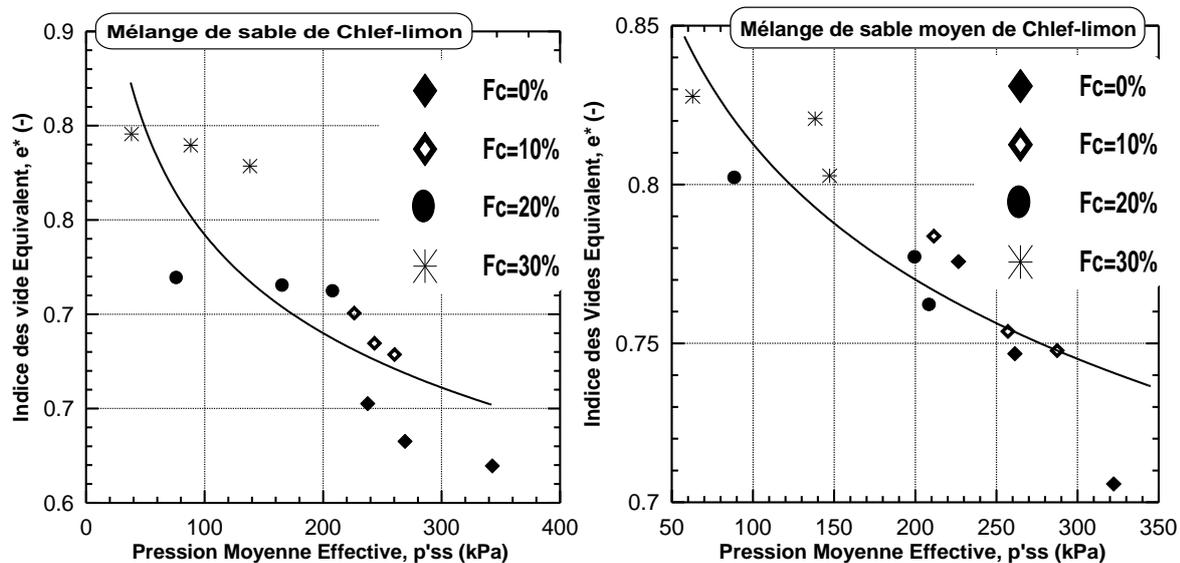
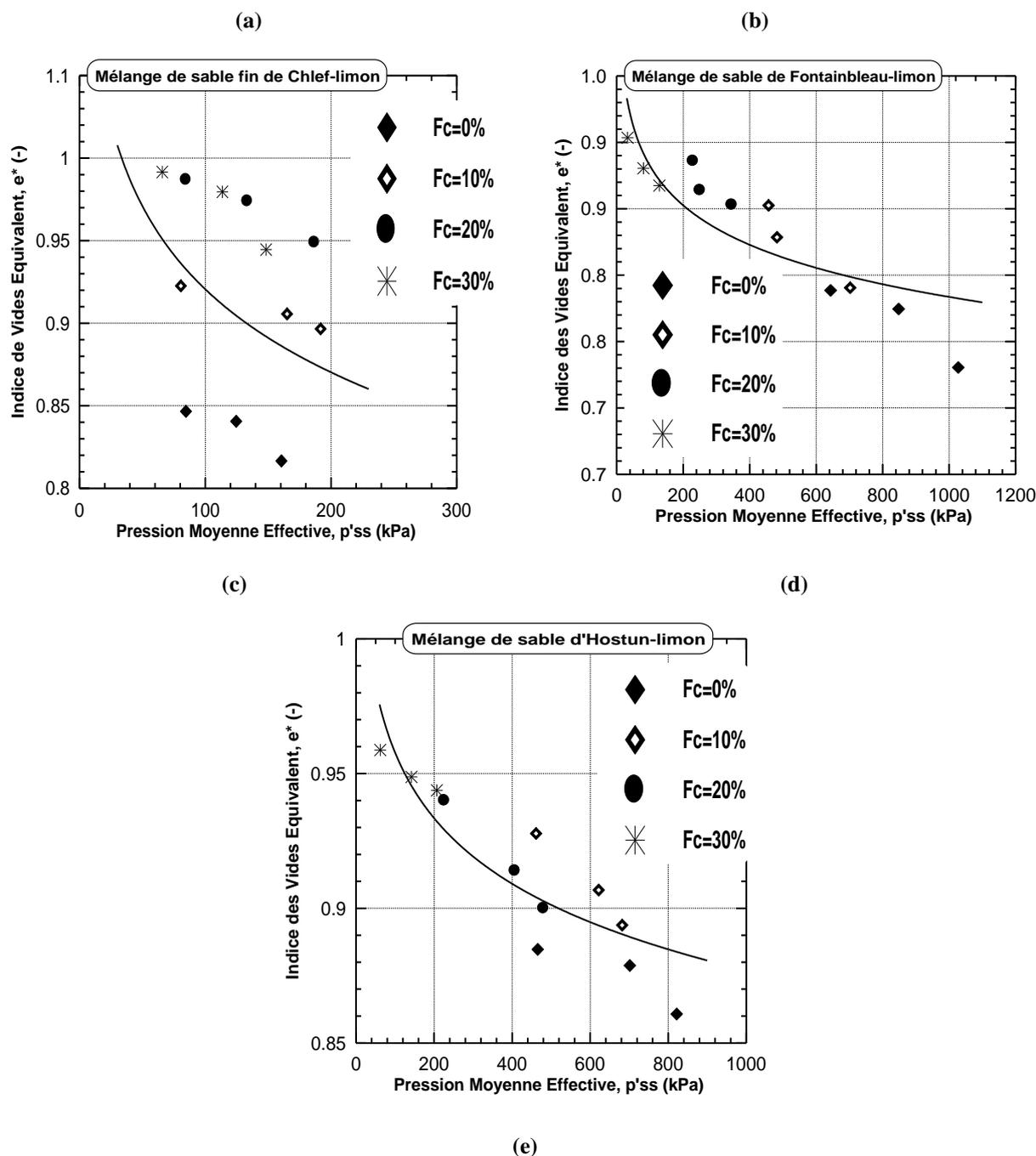


Figure 5.13 : Indice des vides intergranulaire en fonction de teneur en fines peu plastiques  
(a) Forme des grains (b) Taille des grains

### 5.2.6 Effet de la fraction des fines peu plastiques sur l'indice des vides équivalent des mélanges sable-limon

En vue d'obtenir le comportement à l'état stable d'un sable limoneux. (Figure 5.14) présente les indices des vides équivalents des mélanges sable-limon en fonction de la pression moyenne effective à l'état stable. Les points des données sont tracés dans (Figure 5.14) en utilisant l'indice des vides équivalent ( $e^*$ ) à la place d'indice de vide global ( $e$ ) et calculés par l'équation de (b). Tous les points d'état stable suivent essentiellement une relation logarithmique unique entre l'indice des vides équivalent ( $e^*$ ) et la teneur en fines peu plastiques pour les matériaux testés. Nos résultats sont en bon accord avec l'étude de (Rahman et Lo., 2007).





**Figure 5.14 :** Indice des vides équivalent en fonction de pression moyenne effective des mélanges sable-limon  
 (a) Sable de Chlef (b) Sable moyen de Chlef (c) Sable fin de Chlef (d) Sable de Fontainebleau (e) Sable d'Hostun

### 5.2.7 Influence de l'indice des vides global sur la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon

La figure 5.15 montre la variation l'indice des vides global en fonction de la résistance au cisaillement maximale non drainée des échantillons du sable limoneux « sable de Chlef-limon, sable moyen de Chlef-limon, sable fin de Chlef-limon, sable de Fontainebleau-limon et sable d'Hostun-limon » avec une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). On note que la résistance

au cisaillement maximale non drainée diminue linéairement avec la diminution de l'indice des vides global jusqu'à 30% de teneur en fines. Ceci signifie que quand l'indice des vides global diminue, la résistance au cisaillement maximale non drainée diminue également, ce qui ne correspond pas au cas des mélanges sable-limon où le comportement du sable limoneux est influencé par les contacts entre les gros grains, qui devraient être mesurées plutôt par l'indice des vides intergranulaire que par l'indice des vides global. Les résultats obtenus sont au bon accord à l'étude de (Belkhatir et al., 2012).

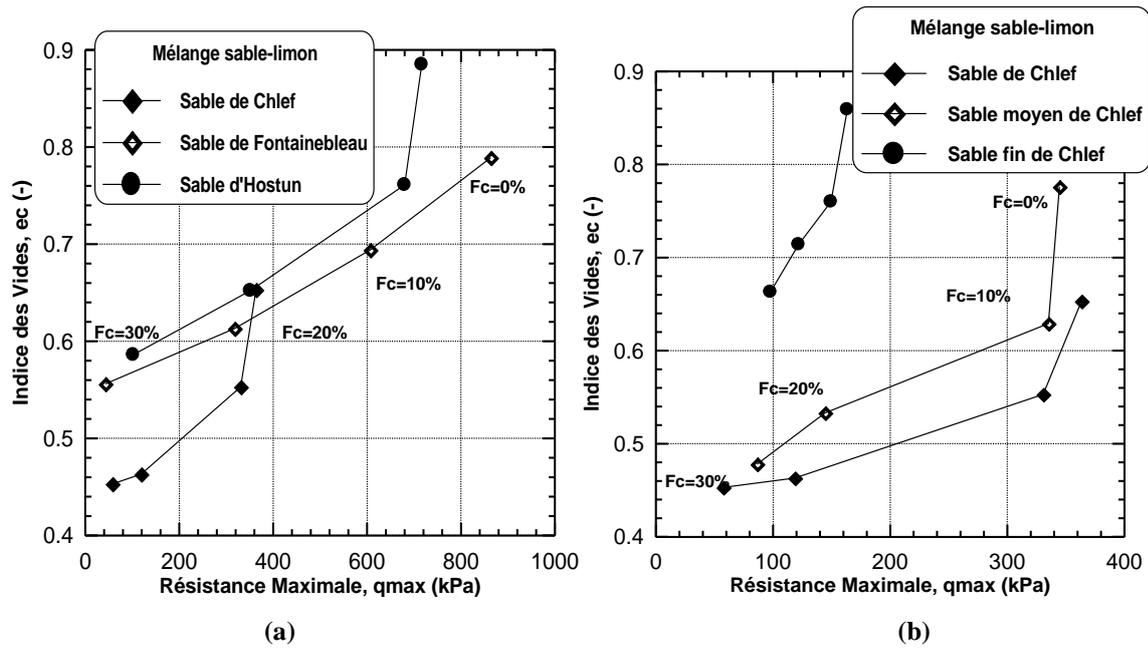


Figure 5.15 : Indice des vides global en fonction de résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon (a) Forme des grains (b) Taille des grains

### 5.2.8 Influence de l'indice des vides intergranulaire sur la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon

La figure 5.16 montre la variation de l'indice des vides intergranulaire en fonction de la résistance au cisaillement maximale non drainée des échantillons du sable limoneux pour la gamme des teneurs en fines variant de  $F_c=0\%$  à  $F_c=30\%$ . Il semble que la variation de la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon, est liée à l'indice des vides intergranulaire dans la gamme 0-30% de teneur en fines. Dans ce cas-ci, le comportement des échantillons du sable limoneux est influencé par les contacts entre les gros grains, qui sont quantifié par l'indice des vides intergranulaire, en augmentant la teneur en fines dans la gamme de 0-30%, le contact entre les grains du sable diminue, donc l'indice des vides intergranulaire augmente et la résistance au cisaillement maximale non drainée diminue. Ainsi que, dans la gamme de 0-30% de teneur en fines, on remarque que la résistance au cisaillement maximale non drainée diminue d'une façon logarithmique très significative avec

un coefficient de corrélation ( $0.91 \leq R^2 \leq 0.99$ ) avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire. Les résultats obtenus sont en parfaite concordance avec ceux de (Belkhatir et al., 2012). Ainsi que, la corrélation entre l'indice des vides intergranulaire avec la résistance au cisaillement maximale non drainée des sables ayant une forme arrondie «  $R^2=0,99$  » est forte par rapport au sable ayant une forme semi-arrondie et semi-anguleuse «  $R^2=0,93, 0,91$  ».

De plus, on constate d'après (Figure 5.16b) que la taille des grains a une influence sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon en relation avec l'indice des vides intergranulaire. On note que la relation entre de la fraction des fines peu plastiques en terme de l'indices des vides intergranulaire avec la résistance au cisaillement maximale non drainée pour les matrices sableux ayant des grains de petite taille est très remarquable par rapport aux matrices sableux ayant des grains de taille importante avec le limon ; ceci est due principalement au fait que les grains de petite taille du sable fin joue un rôle remarquable dans l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire par rapport aux grains de taille importante du sable de Chlef et sable moyen de Chlef.

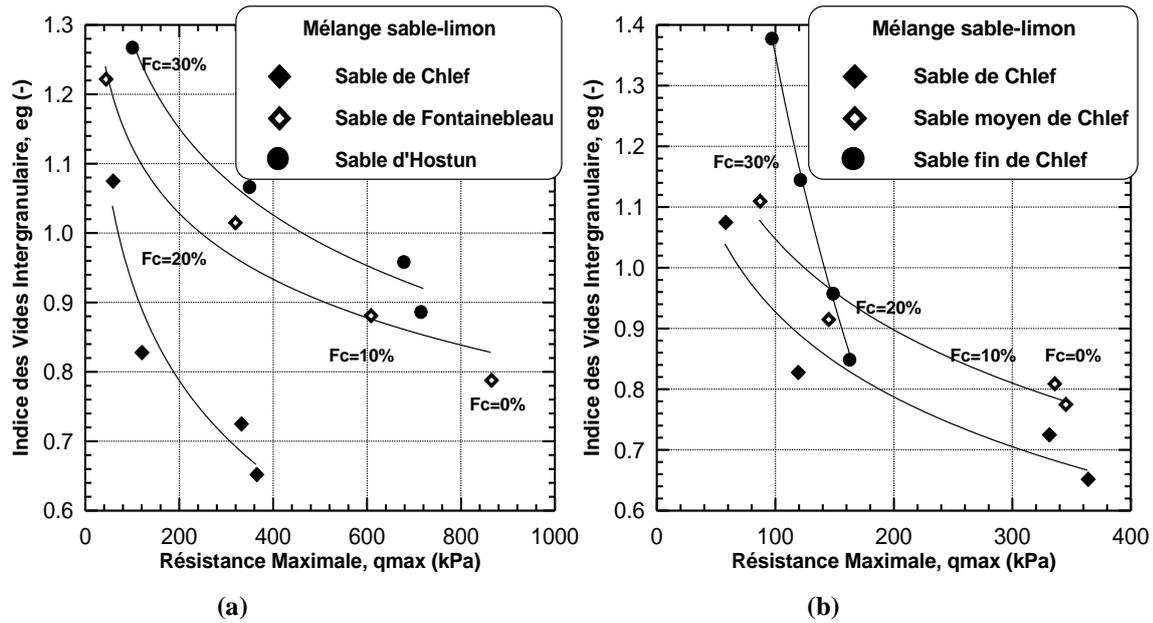
On propose l'expression suivante pour évaluer l'indice des vides intergranulaire en fonction de la résistance au cisaillement maximale non drainée des matériaux testés :

$$e_g = a \cdot \log(q_{\max}) + c \quad (5.7)$$

Le tableau 5.2 présente les coefficients a, c et coefficient de corrélation  $R^2$  pour les mélanges sable-limon :

**Tableau 5.2** : Coefficients a, c et  $R^2$  pour équation (5.7)

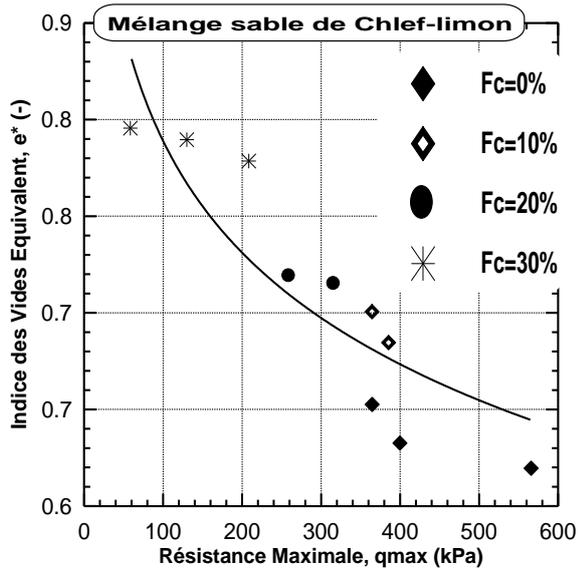
Matériaux testés	a	c	$R^2$
Mélange sable de Chlef-limon	-0,20	1,86	<b>0,99</b>
Mélange sable moyen de Chlef-limon	-0,21	2,01	<b>0,96</b>
Mélange sable fin de Chlef-limon	-1,01	6,00	<b>0,99</b>
Mélange sable de Fontainebleau-limon	-0,14	1,73	<b>0,93</b>
Mélange sable d'Hostun-limon	-0,18	2,10	<b>0,91</b>



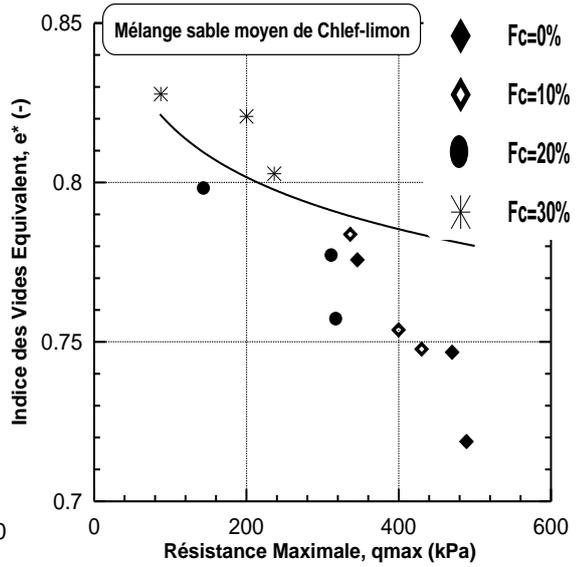
**Figure 5.16 :** Indice des vides intergranulaire en fonction de résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon (a) Forme des grains (b) Taille des grains

### 5.2.9 Influence de l'indice des vides équivalent sur la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon

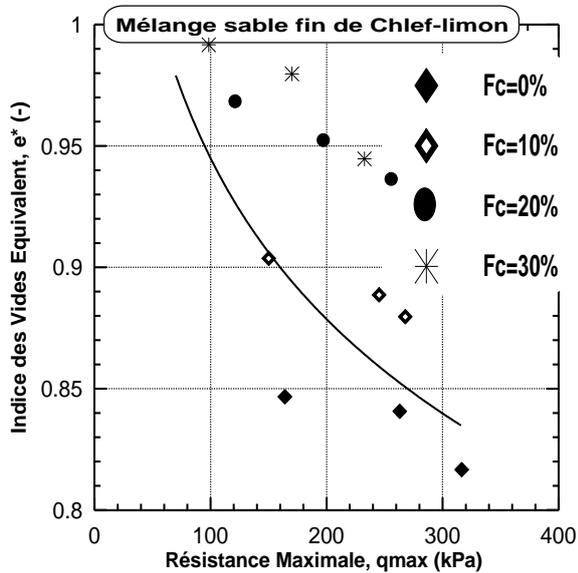
La figure 5.17 illustre la variation de l'indice des vides équivalent avec la résistance au cisaillement non drainée des sables : sable de Chlef ayant une forme arrondie avec un diamètre maximal de 2mm, sable moyen de Chlef ayant une forme arrondie avec un diamètre maximal de 0.63mm, sable fin de Chlef ayant une forme arrondie avec un diamètre maximal de 0.25mm, sable de Fontainebleau ayant une forme semi-arrondie et diamètre maximale de 1mm et sable d'Hostun ayant une forme semi-anguleuse et diamètre maximale de 0.63mm. Les échantillons ont été reconstitués avec des fines peu plastiques (d'une forme arrondie avec un diamètre maximal de 0.08mm) à une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ) et soumis à trois pressions de confinement initiales ( $P'_c=100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa). Les résultats obtenus montrent que l'indice des vides équivalent est un paramètre pertinent exprimant la variation de la résistance au cisaillement maximale non drainée selon une relation logarithmique unique pour l'ensemble des mélanges sable-limon considérés.



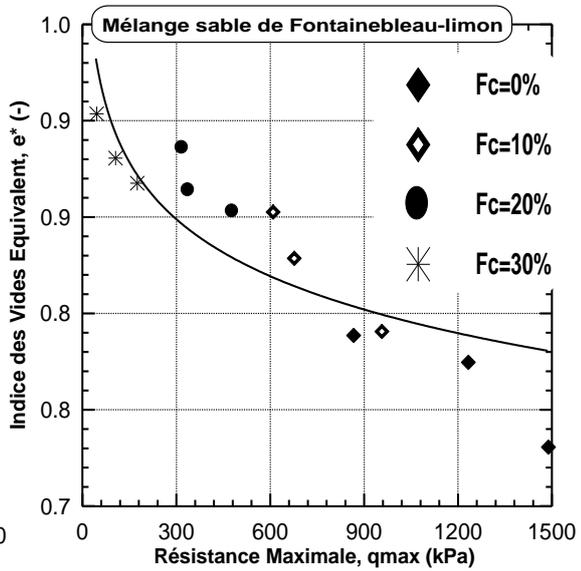
(a)



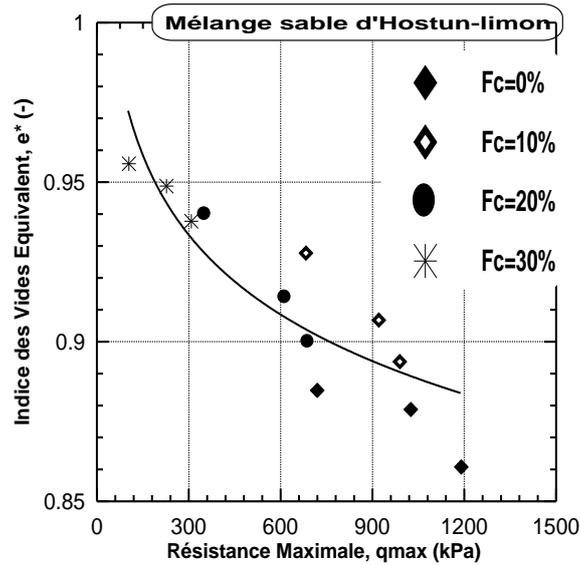
(b)



(c)



(d)

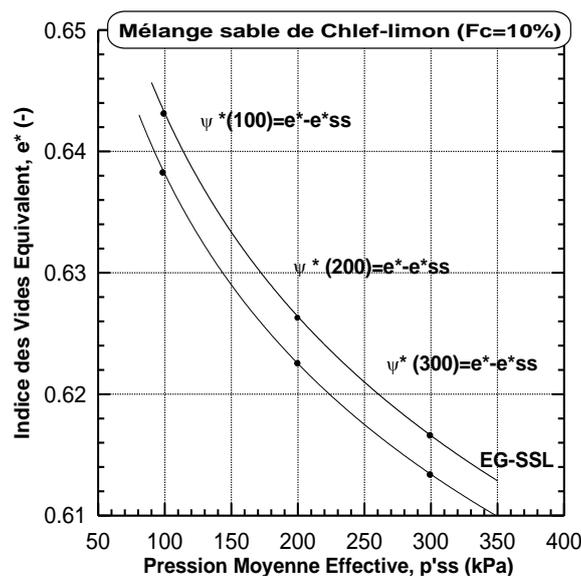


(e)

**Figure 5.17 :** Indice des vides equivalent en fonction de résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon (a) Sable de Chlef (b) Sable moyen de Chlef (c) Sable fin de Chlef (d) Sable de Fontainebleau (e) Sable d'Hostun

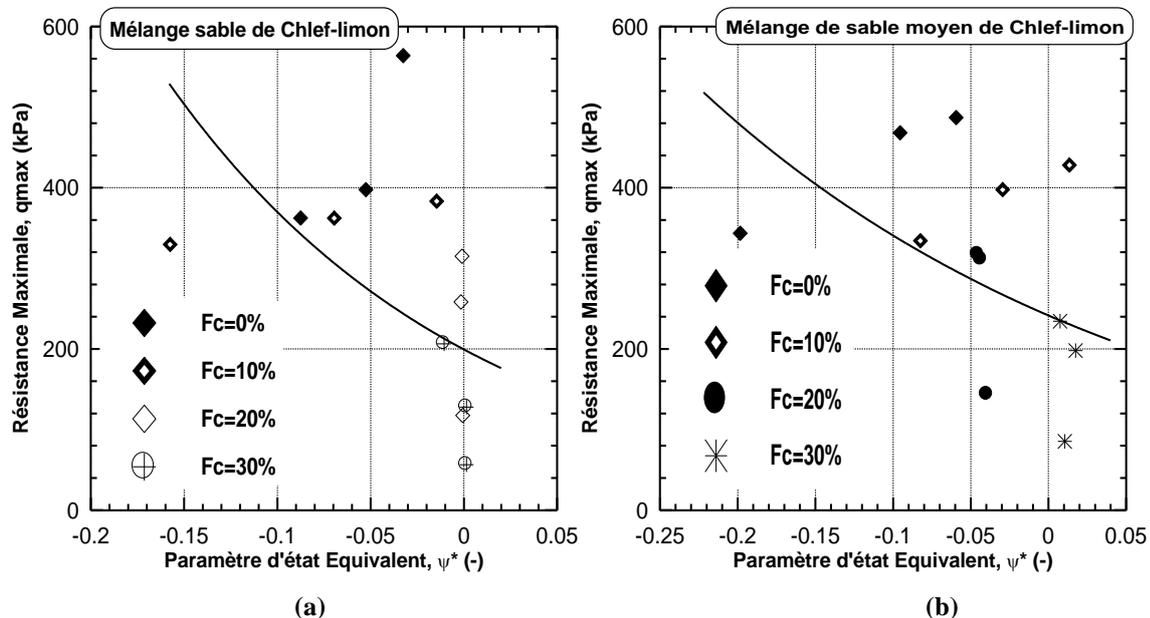
### 5.2.10 Influence du paramètre d'état équivalent sur la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon

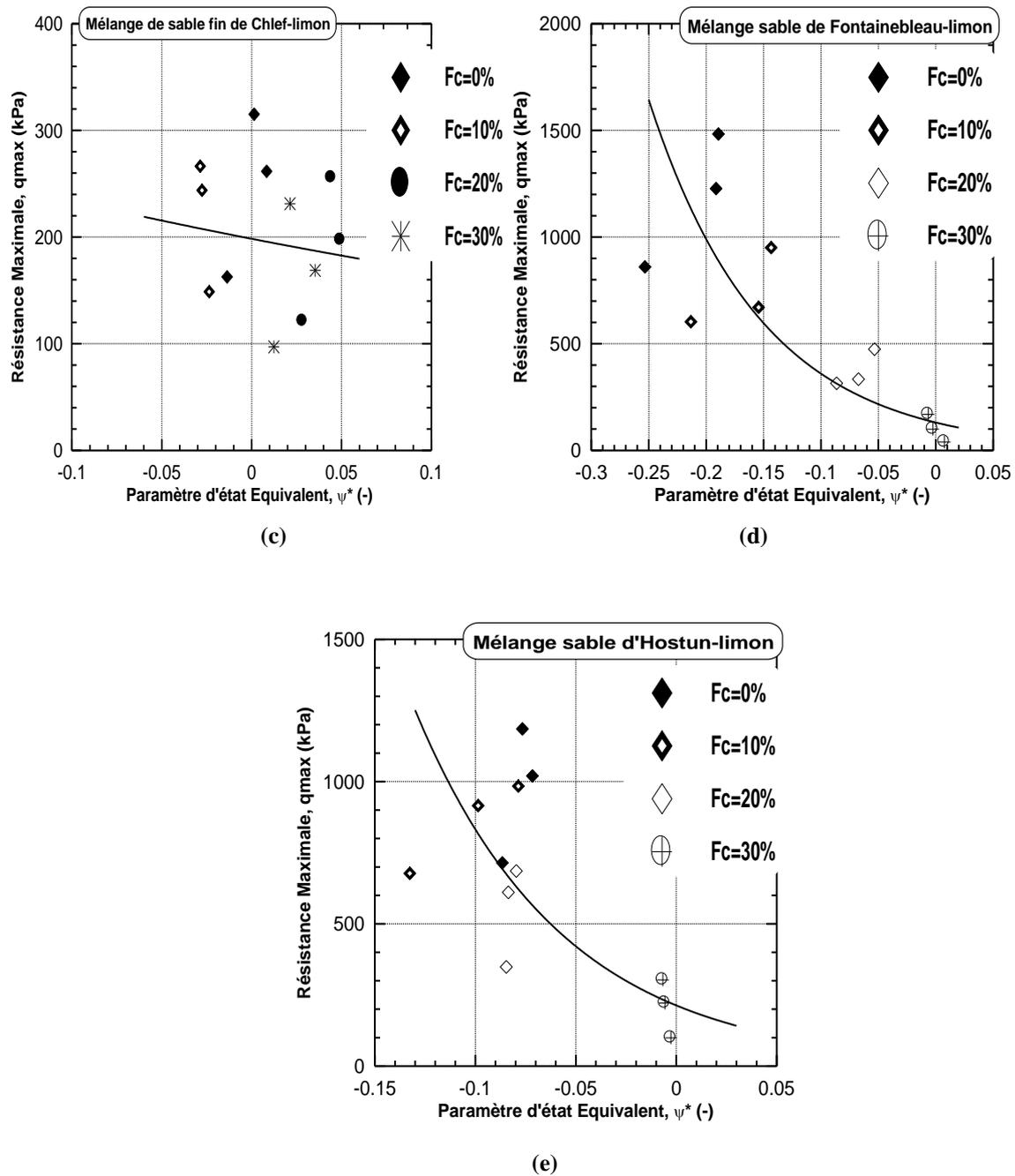
La Figure 5.18 présente un exemple de définition du paramètre d'état équivalent du mélange du sable de Chlef avec les fines peu plastiques pour ( $F_c=10\%$ ) soumis à trois pressions de confinement initiales ( $P'_c = 100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa) en utilisant la notion du paramètre d'état équivalent (Rahman et al., 2009).



**Figure 5.18 :** Définition du paramètre d'état équivalent du mélange sable de Chlef-limon ( $F_c=10\%$ )

La figure 5.19 illustre la variation de la résistance au cisaillement maximale non drainée avec le paramètre d'état équivalent des mélanges : sable de Chlef-limon, sable moyen de Chlef-limon, sable fin de Chlef-limon, sable de Fontainebleau-limon et sable d'Hostun-limon. Les échantillons ont été reconstitués à une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ) et soumis à trois pressions de confinement initiales ( $P'_c=100$  kPa, 200 kPa et 300 kPa). D'après la figure (5.19), On remarque que la résistance au cisaillement maximale non drainée est située dans le côté négatif du paramètre d'état équivalent du sable limoneux (sable de Chlef, sable fin de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun). Ce comportement signifie que les mélanges de sable avec les fines peu plastiques se caractérisent par une tendance dilatante ( $\psi^* < 0$ ) et par conséquent la résistance à la liquéfaction de ces mélanges sable-limon est élevée. En plus, on remarque que la même tendance est observée pour le mélange sable moyen de Chlef jusqu'à  $F_c=20\%$  de teneur en fines. Par contre, on remarque des valeurs positives du paramètre d'état équivalent pour la teneur en fines ( $F_c=30\%$ ), cela signifie que le mélange sable moyen de Chlef -limon de Chlef pour ( $F_c=30\%$ ) est susceptible à se liquéfier. De plus, on note l'existence d'une relation exponentielle unique entre le paramètre d'état équivalent ( $\psi^*$ ) et la résistance au cisaillement maximale non drainée indépendamment de la teneur en fines pour les matériaux testés. Les résultats obtenus sont en bon accord avec les recherches de (Been and Jefferies., 1985, Rahman et al., 2014).





**Figure 5.19 :** Résistance au cisaillement maximale non drainée en fonction du paramètre d'état équivalent des mélanges sable-limon (a) Sable de Chlef (b) Sable moyen de Chlef (c) Sable fin de Chlef (d) Sable de Fontainebleau (e) Sable d'Hostun

### 5.3. Conclusion

Ce chapitre comporte une présentation des résultats d'une étude expérimentale concernant l'influence de la fraction des fines peu plastiques et l'indice des vides sur le comportement non drainé des échantillons de sable (sable de Chlef, sable moyen de Chlef, sable fin de Chlef, sable de Fontainebleau et sable d'Hostun) reconstitués à une densité relative initiale ( $D_r=52\%$ ). Les résultats des essais indiquent que la fraction des fines peu plastiques a un effet notable sur l'augmentation de la pression interstitielle de l'eau et par conséquent une diminution de la résistance au cisaillement non drainée conduisant l'augmentation du potentiel de la liquéfaction des mélanges sable-limon et montrent clairement qu'il y a une corrélation entre la résistance au cisaillement maximale non drainée ( $q_{max}$ ) et l'indice des vides intergranulaire ( $e_g$ ). Il est clair que pour la gamme 0-30% de teneur en fines, la résistance au cisaillement maximale non drainée diminue d'une façon logarithmique «  $0.91 \leq R^2 \leq 0.99$  » avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire. En fait, quand on augmente la teneur en fines dans la gamme de 0-30%, tous les grains de la fraction des fines remplissent la plupart des vides de la matrice du sable et le contact entre les grains du sable diminue. On note aussi que l'augmentation de la teneur en fines induit systématiquement l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire qui se traduit par une diminution de la résistance au cisaillement maximale non drainée. De ce fait, on signale que l'indice des vides intergranulaire apparaît comme paramètre pertinent dans la caractérisation mécanique des mélanges sable-limon.

L'utilisation du concept de l'indice des vides équivalent dans l'étude de la réponse mécanique des échantillons du mélange sable-limon montre que l'indice des vides équivalent ( $e^*$ ) est un paramètre très pertinent dans la prédiction du comportement non drainé des mélanges sable-limon. En effet, les résultats obtenus confirment l'existence d'une relation logarithmique en accord entre l'indice des vides équivalent et la résistance au cisaillement maximale non drainée des échantillons du sable limoneux.

L'utilisation du paramètre d'état équivalent mentionné par (Rahman et al., 2014) qui est la différence entre l'indice des vides équivalent actuel et l'indice des vides équivalent à l'état stable pour la même pression moyenne effective montre qu'il existe une relation exponentielle entre le paramètre d'état équivalent et la résistance au cisaillement maximale non drainée des échantillons du sable limoneux.

## 6. Conclusion générale et perspectives

Le but de cette investigation expérimentale est de faire une analyse complète sur l'influence de la forme et taille des grains sur la susceptibilité à la liquéfaction des sols en mettant l'accent sur les mélanges sable- sol fin (limon) qui sont souvent rencontrés dans la nature. Le travail consiste à faire des essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable reconstitués avec des fines peu plastiques ayant des grains différents formes et tailles.

Les résultats obtenus montrent que la forme et taille des grains ont une influence significative sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon. Cette influence est remarquable pour les sables propres considérant la forme des grains de chaque sable (arrondie, semi-arrondie et semi-anguleuse) dans l'augmentation de la résistance à la liquéfaction du sable propre. Par contre l'addition des fines peu plastiques affecte considérablement le comportement non drainé des mélanges d'un sable par rapport l'autre qui se traduit par une diminution de sa résistance à la liquéfaction. La taille des grains a un effet notable sur la résistance au cisaillement non drainée du même sable ayant différentes distributions granulométriques ( $D_{max}=2\text{mm}$ ,  $0.63\text{mm}$  et  $0.25\text{mm}$ ) et que la fraction des fines peu plastiques a un effet significatif sur la réponse mécanique de mélanges sable-limon. On note que la forme et taille des grains ont une influence importante sur les caractéristiques de forme des grains en terme (angularité combinée «  $R_{com}$  » et sphéricité combinée «  $S_{com}$  ») et sur la distribution des grains de ces mélanges et par conséquent sur leurs caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$ ,  $C_u$ ,  $D_{10R}$ ,  $D_{50R}$  et  $C_{UR}$ ).

Les essais monotones montrent que la pression de confinement joue un rôle très important dans l'augmentation de la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-limon considérant la forme et taille des grains. De plus, la forme et taille des grains ont une influence remarquable sur les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable des mélanges sable-limon. En effet, on note que les angles de frottement d'instabilité et à l'état stable diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines peu plastiques due au rôle des fines peu plastiques se comportant comme vides compressibles conduisant à une augmentation significative des zones d'instabilité des mélanges sable-limon.

L'augmentation de l'indice des vides intergranulaire induit une diminution significative de la résistance au cisaillement maximale non drainée des mélanges sable-limon considérant la forme et taille des grains. Les résultats obtenus confirment que l'indice des vides

intergranulaire est un paramètre pertinent pour la caractérisation mécanique des sables limoneux.

L'utilisation du concept de l'indice des vides équivalent dans l'étude de la réponse mécanique des mélanges sable-limon montre que l'indice des vides équivalent ( $e^*$ ) et le paramètre d'état équivalent ( $\psi^*$ ) qui est la différence entre l'indice des vides équivalent ( $e^*$ ) actuel et l'indice des vides équivalent à l'état stable ( $e_{ss}^*$ ) pour la même pression moyenne effective sont des paramètres très efficaces dans la prédiction du comportement mécanique non drainé des mélanges sable-limon.

Les résultats de ce travail constituent dans un premier temps une base importante de données pour tester les modèles existants et de déterminer les paramètres pour les sols types ; et ensuite développer et valider de nouveaux modèles numériques en vue d'étudier le comportement mécanique des sites présentant un risque de liquéfaction pour les différents ouvrages dans le domaine de la construction.

A la lumière des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette étude, quelques perspectives sont proposées dans le but d'assurer la continuité adéquate de ce travail :

- 1- Etude du comportement monotone de ces mélanges en utilisant d'autres approches comme : l'approche de l'indice des vides global, l'approche de l'indice des vides équivalent et l'approche de l'indice des vides interfine.
- 2- Etude du comportement cyclique des sables limoneux considérant l'effet de la forme et taille des grains.
- 3- Etude du comportement drainé des mélanges sable-limon considérant l'effet de la forme et taille des grains.
- 4- D'autres méthodes de fabrication des échantillons peuvent être également considérées dans des futures études pour voir les différentes réponses des mélanges vis-à-vis de l'influence de la forme et taille des grains.

## 7. Références bibliographiques:

- [1] **Alias, R. A. Kasa, M. R. Taha [2014]** "Particle Size Effect on Shear Strength of Granular Materials in Direct Shear Test"; International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering Vol:8, No:11, pp 1093-1096
- [2] **Amini F. & Qi G.Z. [2000]** "liquefaction testing of stratified silty sands", Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, vol. 126 (3), pp. 208-217.
- [3] **Ayad A. Alzaydi. [1990]** "An investigation of the influence of particle size gradation and particle shape on the shear strength and packing behavior of beach sands in Saudi Arabia" Eng. Sci. pp 65-79
- [4] **Baki. M.A.L, Rahman.M.M, Lo. S.R [2014]** "Predicting onset of cyclic instability of loose sand with fines using instability curves". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 61-61. 140-151
- [5] **Baldi, G. et Nova, R. [1984].** "Membrane penetration effects in triaxial testing". Journal of Geotechnical Engineering, 110(3) :403–420,
- [6] **Been.K & Jefferies.MG [1985]** "a state parameter for sands".Géotechnique 35(2):99-112
- [7] **Been K., Colin B.H., Crooks J.H.A., Fitzpatrick S.W., Jefferies M.G., Rogers B.T. & Shind S. [1987]** "Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides", Discussion, Canadian Geotechnical Journal, Vol.21, pp. 170-179.
- [8] **Belkhatir M, Arab A, Della N, Missoum H, Schanz T [2010]** "Influence of intergranular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils". CR Mécanique 338:290–303
- [9] **Belkhatir .M, A. Arab, T. Schanz, H. Missoum, N. Della [2011]** "Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics", Granular Matter (2011) 13:599–609
- [10] **Belkhatir.M, Tom Schanz, Ahmed Arab [2012]** "Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand–silt mixtures", Environmental Earth Sciences **70**, 24 69–79. DOI:10.1007/s12665-013-2289-z.

- [11] **Belkhatir.M, Schanz.T, Arab.A, Della. N [2014a]** "Experimental study on the pore water pressure generation characteristics of saturated silty sands" Arab J Sci Eng . **39** (8), 6055–6067
- [12] **Belkhatir, M., Schanz, T., Arab, A., Della, N., Kadri, A. [2014b]** "Insight into the effects of gradation on the pore p ressure generation of sand–silt mixtures". Geotechnical testing journal **37** (5), 922-931
- [13] **Benahmed,N., Nguyen,T,K., Hicher,P,Y and Maxime,N. [2014]** "An experimental investigation into the effects of low plastic fines content on the behaviour of sand/silt mixtures" European Journal of Environmental and Civil Engineering DOI: 10.1080/196481189.2014.93904
- [14] **Benghalia.Y, Bouafia.A , Canou.J , Dupla J.C. [2014]** "Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines" Arab J Geosci DOI 10.1007/s12517-013-1255-0
- [15] **Bobei, D.C., and Lo, S.R., [2005]** "Reverse behavior and critical state of sand with small amount of fines". The Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (16ICSMGE), Japan, 475-478
- [16] **Bobei DC, Lo SR, Wanatowski D, Gnanendran CT, Rahman MM [2009]** "A modified state parameter for characterizing static liquefaction of sand with fines". Can Geotech J 46(3):281–295.
- [17] **Bouckovalas G.D, Andrianopoulos K. I., Papadimitriou A.G. [2002]** "A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands", Soil Dynamic and earthquake engineering, Vol. 23, Issue 2, pp. 115-125.
- [18] **Bouferra R, Shahrour I. [2004]** "Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand". Ground Improvement 8 (1):1–5
- [19] **Canou J., Bahda F ., Saïtta A. & Dupla J.C. [1994]** "Initiation de la liquéfaction des sables sous chargement monotones et cyclique", Proceeding 13ème Int Conf. Soil Mech. Found. Eng., New Delhi, pp. 1297-1300.
- [20] **Casagrande A. [1936]** "Caractéristique of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", Journal of the Boston Society of Civil Engineers.pp. 257-276.

- [21] **Casagrande, A. [1975]** "Liquefaction and cyclic deformation of sand": a critical review. In Fifth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bueno Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, number Series N°88, pages 1–39,
- [22] **Castro, G. [1969]** "Liquefaction of Sands". Doctoral thesis, Harvard Soil Mechanics Serie n°81. Harvard University Cambridge Massachusetts.
- [23] **Castro et Poulos [1977]** « Factors affecting liquefaction and cyclic mobility», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N°GT6, pp. 505-515.
- [24] **Chang N.Y., Yeh S.T. & Kaufman L.P. [1982]** "Liquefaction potential of clean and silty sands", Proc., 3rd Int. Earthquake microzonation Conf., Vol. 2, 1017-1032.
- [25] **Chapeau C., et Durville J.L., [2005]** "L'eau et les risques de glissements de terrain". Revue Géosciences. No.2, pp: 72-79.
- [26] **Cho G., Dodds, J. and Santamarina, J. C., [2006]** "Particle shape effects on packing density, stiffness and strength: Natural and crushed sands". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. May 2006, pp. 591-602.
- [27] **Chu, J. [1993]** "Discussion- Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes by P. V. Lade". Journal of Geotechnical Engineering, 119(2) :385–387
- [28] **Chu J, Leong WK. [2002]** "Effects of fines on instability behaviour of loose sand". Geotechnique 52(10):751–5.
- [29] **Chu, J., Leroueil, S., and Leong, W.K. [2003]** "Unstable behavior of sand and its implication for slope instability". Canadian Geotechnical Journal, 40(5): 873–885. doi:10.1139/t03-039.
- [30] **Chu J, Wanatowski D [2008]** "Instability conditions of loose sand in plane strain". J Geotech Geoenviron Eng 134(1):136–142.
- [31] **Dash.H.K, Sitharam. T.G [2009]** "Undrained cyclic pore pressure response of sand-silt mixtures: Effect of nonplastic fines and other parameters" Geotech Geol Eng 27:501–517
- [32] **Della N, Arab A, Belkhatir M, Missoum H [2009]** "Identification of the behaviour of the Chlef sand to static liquefaction". Comptes Rendus de Mécanique 337(5):282–290
- [33] **Georgiannou, V.N. [2006]** "The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes". Geotechnique, 56 (9), 639–649.

- [34] **Guo, P Su,X [2007]** "Shear strength, interparticle locking, and dilatancy of granular materials" *Can. Geot. J* 44(5) 579-591
- [35] **Hadi O., [1983]** "Effect of confining pressure and particle angularity on resistance liquefaction" Master thesis, University of British Columbia
- [36] **Hanzawa H., Itoh Y., Suzuki K. [1979]** "Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf". *Soils and Foundations, JSSMFE*, 19(4), 1-15.
- [37] **Hazen, A. [1920]** "Hydraulic fill dams". *American Society of Civil Engineers-Transactions*, 83:1713–1745,
- [38] **Hicks R.G., and Monismith C.L., [1971]** "Factors influencing the resilient response of granular materials". Paper, Highway Research Record, Highway Research Board. USA, p15-31.
- [39] **Habib P. & Luong M.P. [1978]** "Sols pulvérulents sous chargement cyclique", Séminaire Matériaux et Structures Sous Chargement Cyclique, école Polytechnique, Sept. 28-29, p49-79
- [40] **Holtz WG, Gibbs HJ [1956]** "Triaxial shear tests on previous gravelly soils". *J Soil Mech Found Div ASCE* 820(SM1):1–22
- [41] **Holtz, R.D. et Kovacks, W.D. [1981]** "Introduction à la géotechnique (édition en français traduite par Jean Lafleur)". Montréal, Qc: Editions de l'École Polytechnique de Montréal.
- [42] **Huang, Y.T., Huang, A.B., Kuo, Y.C., and Tsai, M.D. [2004]** "A laboratory study on the undrained strength of silty sand from Central Western Taiwan." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 733-743.
- [43] **Hyodo, M., Murata H., Yasufuku N. & Fujii T. [1991]** "Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests", *Soils and Foundations*, vol. 31, N° 3, pp. 60-76.
- [44] **Ishihara K., Tatsuoka F. & Yasuda S. [1975]** " Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses", *Soils and Foundations*, Vol. 18, N°1, pp. 57-72
- [45] **Ishihara K. [1985]** "Stability of natural deposits during earthquakes", *proc. 11th Int. Conf. On Soils Mechanics and foundations Eng., San Francisco*, vol. 1, pp. 321-376.

- [46] **Islam, M. N, Siddika, A. Hossain, M. B. Rahman, and Asad, M. A. [2011]** "Effect of particle size on the shear strength of sand," Australian Geomechanics, vol. 46, no. 3
- [47] **Janalizadeh, C., A., Ghalandarzadeh, A., Esmaili, M. [2013]** "Experimental study of the grading characteristic effect on liquefaction resistance of various graded sands and gravelly sands". Arab Geosci DOI 10.1007/s12517-013-0886-5
- [48] **Janoo, Vincent C. [1988]** "Quantification of shape, angularity, and surface texture of base course materials". US Army Corps of Engineers. Cold Region Research and Engineering Laboratory. Special report 98-1.
- [49] **Johansson J., [2000]** "Soil Liquefaction Website" [www.ce.washington.edu/liquefaction](http://www.ce.washington.edu/liquefaction). Univ de Washington.
- [50] **Kramer, S.L., Seed, H.B. [1988]** "Initiation of soil liquefaction under static loading conditions". Journal of Geotechnical Engineering, 114 (4): 412-430.
- [51] **Kramer, S.L. [1996]** "Geotechnical Earthquake Engineering". Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.
- [52] **Koester J.P.[1994]** "The influence of fines type and content on cyclic strength", geotechnical Special Publication N°44, S. Prakash and P. Dakoulas, eds. ASCE, New York, 17-33.
- [53] **Konrad J.M., Flavigny E. & Meghachou M. [1991]** "Comportement non drainé du sable d'hostun Rf Lâche", revue Française de géotechnique, N°54, pp. 53-63.
- [54] **Krumbein.W.C et Pettijohn.F.G [1938]** "Manual of sidimentary petrography" Appleton –Century Crofts, Inc, New York.
- [55] **Krumbein, W. C. [1941]** "Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particles". Journal of Sedimentary Petrology. Vol. 11, No. 2, pp. 64-72.
- [56] **Kuerbis, R., Negussey, D. & Vaid, Y. P. [1988]** "Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand". Geotechnical Special Publication. 21 ed. Fort Collins, CO, USA, Publ by ASCE.
- [57] **Lade PV [1992]** "Static instability and liquefaction of loose sandy slopes". J Geotech Eng;118(1):51–71.

- [58] **Lade P.V. [1993]** "Initiation of static instability in the submarine Nerlerk Berm", Canadian Geotechnical Journal. Vol.30, pp. 895-904.
- [59] **Lade P. V. & Yamamuro, J. A. [1997]** "Effects of Nonplastic Fines on Static Liquefaction of Sands". Canadian Geotechnical Journal, 34, 918 - 928.
- [60] **Lade P.V., Ligio C. & Yamamuro J.A. [1998]** "The effects of fines on the maximum and minimum void ratio of sand", Geotechnique Testing Journal, ASTM, 21(4), pp.336-347
- [61] **Lanaro, F. Tolppanen, P. [2002]** "3D characterization of coarse aggregates". Engineering Geology. Vol. 65, pp. 17-30.
- [62] **Law K.T. & Ling Y.H. [1992]** " Liquefaction of granular soils with noncohesive fines", Proc., 10<sup>th</sup> World Conf.on Earthquake Engrg., 1491-1496.
- [63] **Leong WK, Chu J, Teh CI [2000]**"Liquefaction and instability of a granular fill material". Geotechn Testing J 23(2):178–92.
- [64] **Levret A., et Poursoulis G., [2003]** "Les tremblements de terre et la reconnaissance de leurs effets sur le bâti ancien. Séminaire : L’homme et la terre. Risque sismique et comportements des communautés". Maison de l’orient et de la Méditerranée.
- [65] **Lim MS, Wijeyesekera DC, Zainorabidin A, Bakar I [2012]** "The effects of particle morphology (shape and sizes) characteristics on its engineering behaviour and sustainable engineering performance of sand". Int J Integr Eng 4:27–37
- [66] **Liu, Y., J., Li, G., Zhen, Y.,Y., Dano, C., Hicher, P.,Y., Xiao, H., X., Wang, J., H; [2014]** "Influence of grading on the undrained behavior of granular materials". symposium about :Recent Advances in the Mechanics of Granular and Porous Media at the European Solid Mechanics Conference in Graz, Austria
- [67] **Luong M.P. [1978]** "Etat caractéristique du sol", C.R., Académie des Sciences, Paris 287 B, pp. 305-307.
- [68] **Luong M.P. [1980]** "Phénomène cycliques dans les sols pulvérulents", revue Française de géotechnique, N°10, pp. 39-53.
- [69] **Lupini J.F., Skinner A.E. & Vaughan P.R. [1981]** " The drained residual strength of cohesive soils", geotechnique, Vol. 31, N°2, pp. 181-213.

- [70] **Matsushima, T. Saomoto, H; Matsumoto, M. Toda, K. Yamada, Y. [2003]** “Discrete element simulation of an assembly of irregular-shaped grains: Quantitative comparison with experiments”. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference. University of Washington, Seattle. July 16-18.
- [71] **Mehdi Abedi, S. Shahaboddin Yasrobi., [2010]** "Effects of plastic fines on the instability of sand" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* pp. 61-67
- [72] **Mitchell, J. K. [1993]** "Fundamentals of Soil Behavior", New York, John Wiley & Sons.
- [73] **Mitchell, James K. and Soga, Kenichi [2005]** "Fundamentals of soil behavior". Third edition. WILEY.
- [74] **Mogami, T., and Kubo, K., [1953]** “The Behaviour Of Soil During Vibration” *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 152-153.
- [75] **Monkul, M. M. and Ozden, G. [2007]** "Compressional behavior of clayey sand and transition fines content". *Engineering Geology*, 89(3-4), 195-205.
- [76] **Monkul, M.M. and Yamamuro, J.A.. [2011]** "Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands". *Canadian Geotechnical Journal*, 48, 931-942.
- [77] **Naeini, S.A. [2001]** "The influence of silt presence and sample preparation on liquefaction potential of silty sands", PhD Dissertation, Iran University of Science and Technology, Tehran.
- [78] **Naeini, S. A. & Baziar, M. H. [2004]** "Effect of Fines Content on Steady-state Strength of Mixed and Layered Samples of a Sand". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 181 - 187.
- [79] **Ni Q, Tan TS, Dasari GR, Hight DW [2004]** "Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils." *Géotechnique* 54(9):561–569
- [80] **Orense, R., Farooq, K., and Towhata, I. [2004]** "Deformation behavior of sandy slopes during rainwater infiltration". *Soils and Foundations*, 44(2): 15–30.
- [81] **Papadopoulou, A. & Tika, T. [2008]** "The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands". *Soils and Foundations* 48, No. 5, 713-725.
- [82] **Pecker A. [1984]** " *Dynamique des sols* ", Presses des Pont et Chaussées, Paris.

- [83] **Pitman T.D. & Roberston P.K. & Segro D.C. [1994]** " Influence of fines on the collapse of loose sands", Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Vol. 321, 772-792.
- [84] **Polito, C.,P. [1999]** "The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils". PhD. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, USA
- [85] **Polito C.P. & Martin J.R. [2001]** "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands", Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, Vol., 127, N°5, pp. 408-415.
- [86] **Poulos S. J. [1981]** "The steady state of deformation". J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.
- [87] **Poulos, S. J., Robinsky, E. I., Keller, T. O. [1985]** "Liquefaction resistance of thickened tailings". Journal of Geotechnical Engineering, 111(12):1380–1394,
- [88] **Powers, M. C. [1953]** "A new roundness scale for sedimentary particles". Journal of Sedimentary Petrology. Vol. 23, No. 2, pp. 117-119.
- [89] **Prashanth Vangla, Gali Madhavi Latha [2015]** "Influence of Particle Size on the Friction and Interfacial Shear Strength of Sands of Similar Morphology"; nt. J. of Geosynth. and Ground Eng. 1:6 DOI 10.1007/s40891-014-0008-9
- [90] **Rahman MM, Lo SR [2007]** "Equivalent granular void ratio and state parameters for loose clean sand with small amount of fines". In: 10th Australia New Zealand conference on geomechanics: common ground. Brisbane, Australia, pp 674–679
- [91] **Rahman, M. M., LO, S. R. & Gnanendran, C. T. [2008]** "On Equivalent Granular Void Ratio and Steady State Behaviour of Loose Sand with Fines". Canadian Geotechnical Journal, 45, 1439 - 1456.
- [92] **Rahman MM [2009]** "Modelling the influence of fines on liquefaction behaviour". In: Department of Civil Engineering, University of New South Wales at Australian Defense Force Academy, PhD thesis, Canberra. <http://handle.unsw.edu.au/1959.4/43920>. Accessed 12 Sept 2011.
- [93] **Rahman, M.M., Lo, S.R., [2012]** "Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(8):1037-1041

- [94] **Rahman, M. M., Lo, S. R., [2014]** "Undrained behaviour of sand-fines mixtures and their state parameter" *Journal of Geotechnical and Geo-environmental*, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.19435606.0001115.
- [95] **Rittenhouse.G [1943]** "Relation of shape to the passage of grains through sieves" *Ind. Eng.Chem. (Anal. Edition)* v.15 p.153-155
- [96] **Santamarina, J. C. & Cho, G. C. [2001]** "Determination of critical state parameters in sandy soils: simple procedure". *Geotech. Test. J.* 24, No. 2, 185–192
- [97] **Seed, H.B. Lee, K.L. [1966]** "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 92(6), pp. 105-134.
- [98] **Seed H.B & Peacock W.H. [1971]** "Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics", *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE*, vol.97 (8), 1099-1119
- [99] **Seed HB, Idriss IM [1982]** "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes". *Earthquake Engineering Research Institute Monograph. Calif, Oakland*
- [100] **Seed, H. B., Seed, R. B., Schlosser, F., Blondeau, F., Juran, I. [1988]** "The landslide of the port of Nice on October 1979". Report n°88/10, pages 1-67, University of California, Berkeley-Earthquake Engineering Research Center.
- [101] **Shen, C.K., Vrymoed, J.L., Uyeno, C.K. [1977]** "The effects of fines on liquefaction of sands". In: *Proceedings of 9th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, vol. 2, pp. 381–385
- [102] **Skempton A.W. [1954]** « The pore pressure coefficient A and B», *Geotechnical Vol.IV*, pp. 143-147.
- [103] **Singh.S. [1994]** "Liquefaction characteristics of silts," *Special Geotechnical Publication* 44, ASCE,
- [104] **Sladen J.A., D'Hollonder R.D., Krahn J. & Mitchell D.E. [1985]** "Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides", *Canadian Geotechnical Journal.*, Vol.22, pp. 579-588.
- [105] **Sladen J.A., & Handford G. [1987]** " A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands", *Canadian Geotechnical Journal.*, Vol.24, pp. 462-466.

- [106] **Thevanayagam, S. [1997]** "Dialectic dispersion of porous media as a fractal phenomenon". *J. of Applied physics*, Vol 82, No, 5, pp, 2538-2547.
- [107] **Thevanayagam, S. [1998]** "Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands", *J. Geotech. Geoenviron. Eng. Div., ASCE*, 124, N° 6, 479-491.
- [108] **Thevanayagam, S., Fiorillo, M. & Liang, J. [2000]** "Effect of Non-plastic Fines on Undrained Cyclic Strength of Silty Sands." *Geo-Denver 2000 - Soil Dynamics and Liquefaction 2000*. Denver.
- [109] **Thevanayagam, S. & Martin, G. R. [2002]** "Liquefaction in Silty Soils – Screening and Remediation Issues". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 1035 - 1042.
- [110] **Tsuchida H. [1970]** "Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits ", Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japon),
- [111] **Tatsuoka F. & Ishihara K. [1974]** " Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction", *Soils and Foundations*, Vol. 14, N° 3, pp. 51-65.
- [112] **Tsomokos A. & Georgiannou V.N. [2009]** "Effect of grain shape and angularity on the undrained response of fine sands". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, Number 5.pg 539 to 551.
- [113] **Troncoso, J.H., Verdugo, R. [1985]** "Silt content and dynamic behaviour of tailing sands". In: *Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, pp. 1311–1314
- [114] **Troncoso J.H. [1990]** " Failure risks of abandoned tailings dams", proceedings, *Int. Symp on safety and rehabilitation of Tailings Dams*, CIGB ICOLD, Sydney, Australia, pp.34-47.
- [115] **Vaid, Y. P. & Chern, J. C. [1985]** "Cyclic and monotonic undrained response of sands". In *Advances in the art of testing soils under cyclic loading conditions*, proceedings of the ASCE convention, Detroit (ed. V. Khosla), pp. 120–147. New York, NY, USA: ASCE.
- [116] **Vaid Y.P., Fisher J.M., Kuerbis R.H. and Negussey D., [1990]** "Particle gradation and liquefaction". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116. No. 4, pp: 698-703.
- [117] **Vaid, Y. P., Chung, E. K. F. & Kuerbis, R. H. [1991]** "Stress path and steady state". *Canadian Geotechnical Journal* 27, No. 1, 1-7.

- [118] **Vaid YP [1994]** "Liquefaction of silty soils. Ground failure under seismic conditions", geotechnical special publication. ASCE 44:1–16
- [119] **Vaid P.Y. & Sivathayalan S., [1995]** "Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens", Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, pp.1017-1020.
- [120] **Vaid P.Y. & Sivathayalan S., [1996]** "Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests", Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, pp.281-289.
- [121] **Vaid Y. P, Sivathayalan S, et Stedman D, [1999]** " Influences of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand". Geotechnical Testing Journal, 22(3):187–195.
- [122] **Verdugo, R. [1992]** "Characterization of Sandy Soil Behaviour Under Large Deformation". Department of Civil Engineering. Tokyo, University of Tokyo.
- [123] **Wadell, H. [1932]** "Volume, Shape, and Roundness of Rock Particles", Journal of Geology, vol. 40, pp. 443–451.
- [124] **Walker, A.J. & Stewart, H.E. [1989]** "Cyclic undrained behaviour of nonplastic and low plasticity silts (NCEER-89-0035)." Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research.
- [125] **Wang Z-L, Dafalias YF, Li X-S, Makdisi FI [2002]** "State pressure index for modelling sand behaviour." J Geotech Geoenviron Eng 128(6):511–519
- [126] **Wang, J., J., Zhang, H., P., Tang, C.,C., Liang, Y. [2013]** "Effects of Particle Size Distribution on Shear Strength of Accumulation Soil." journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, No. 11
- [127] **Wentworth.W.C [1922]**” A method of measuring and plotting the shape of pebbles” Washington.U.S Geological Survey Bulletin.Vol 730C,pp 91-114
- [128] **Yamamuro J.A. & Lade P.V. [1997]** « Static liquefaction of very loose sands», Canad. Geotech.Journal, Ottawa 34, 905-917.
- [129] **Yamamuro, J. A., Lade, P. A. [1998]** "Steady state concepts and static liquefaction of silty sands". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(9), 868-877.

- [130] **Yamamuro J.A., and Lade P.V., [1999]** "Experiments and modelling of silty sands susceptible to static liquefaction." *Mec. Of cohesive frictional materials*, 4, pp:545-564.
- [131] **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.
- [132] **Yang J [2002]** "Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand". *Geotechnique* 52(10):757–760
- [133] **Yang, S.L., Lacasse, S., and Sandven, R.F. [2006a]** "Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines". *Geotechnical Testing Journal*, 29 (2), 102--107.
- [134] **Yang SL, Sandven R, Grande L. [2006b]** "Steady-state lines of sand- silt mixtures" *Can Geotech J* 43(11):1213–1219
- [135] **Yang SL, Sandven R, Grande L [2006c]** "Instability of sand-silt mixtures". *Soil dynamics and earthquake engineering-11th international conference on soil dynamics and earthquake engineering (ICSDEE): part II*, 26(2–4):183–190
- [136] **Yang. J and Wei L.M. [2015]** "Static Liquefaction of Granular Soils: The Role of Grain Shape and Size" *Geomechanics and Geoengineering* DOI 10.1007/978-3-319-13506-9\_29
- [137] **Yanrong Li [2013]** "Effects of particle shape and size distribution on the shear strength behavior of composite soils" Springer.
- [138] **Yilmaz Y, Mollamahmutoglu M, Ozaydin V, Kayabali [2008]** "Experimental investigation of effect of grading characteristics on the liquefaction resistance of various graded sands." *Eng Geol* J100 :91-100.
- [139] **Yilmaz Y, Mollamahmutoglu M, [2009]** "Characterization of Liquefaction Susceptibility of Sands by Means of Extreme Void Ratios and/or Void Ratio Range." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.*” Vol. 135, No. 12
- [140] **Yoginder, P. Vaid, Jing C. Chern and Haidi, Tumi [1985]** "Confining pressure, grain angularity and liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 111, No. 10, pp. 1229-1235
- [141] **Yoshimi, Y., Tanaka, K., Tokimatsu, K. [1989]** "Liquefaction Resistance of Partially Saturated Sand Soils and Foundations", 3, pp. 157-162.

- [142] **Yoshimine, M. Ishihara, K. [1998]** "Flow potential of sand during liquefaction".  
Soils and Foundations, 38(3):189–198.
- [143] **Youd, T.L. [1973]** "Factors controlling maximum and minimum densities of sands,  
evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless  
soils", ASTM STP 523, 98-112.
- [144] **Zlatovic et Ishihara [1995]** "On the influence of nonplastic fines on residual strength»,  
proceedings of IS- TOKYO 95", first International Conference on earthquake geotechnical  
engineering –ed. K. Ishihara), pp. 239-244, Rotterdam: A. A. Balkema.
- [145] **Zlatovic S.& Ishihara K. [1997]** « Normalised behaviour of very loose nonplastic soil/  
Effects of fabric», Soils and Foundations, Tokyo, 37(4), pp. 47-56.