

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

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

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Présenté par:

BENKAMLA EL-Hadja

CHEBICHEB Asma

*Sujet du mémoire*

***Etude en laboratoire du comportement  
mécanique d'un mélange sable - kaolin:  
Influence des caractéristiques  
granulométriques***

*Soutenu publiquement le 16/09/2020 devant le jury composé de:*

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

*Promotion: 2019-2020*

# Remerciement

قال الله تعالى: " ولئن شكرتم لأزيدنكم ". صدق الله العظيم.

قال رسول الله (صلى الله عليه و سلم): من لم يشكر الناس لم يشكر الله". حديث شريف

*Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la bonne voie  
Ainsi, nous remercions notre encadreur M. KRIM Abdellah pour tous  
ses conseils et ses orientations pour la réalisation de ce travail avec nos  
hommages respectueux à son Égard.*

*Nous n'oublions pas aussi de remercier tous les enseignants de l'université  
Ibn Khaldoun de Tiaret qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui ont pris de leur temps  
pour  
juger ce modeste travail, qu'ils trouvent ici l'expression de notre  
gratitude et tout notre  
Respect.*

*En fin à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour le  
réalisation de ce projet de fin d'étude.*

## Sommaire

ملخص.....	1
Résumé.....	2
Abstract.....	3
Liste des figures.....	4
Liste des tableaux.....	9
Liste des symboles.....	10
Introduction générale.....	12
<b>Chapitre 1: Etude bibliographique sur les paramètres influant sur le comportement des sols.....</b>	<b>14</b>
1.1. Introduction.....	14
1.2. La liquéfaction.....	14
1.2.1. Dégâts de liquéfactions des sols.....	14
1.3. Influence des fines sur le comportement mécanique des sols.....	15
1.3.1. Introduction.....	15
1.3.2. Influence des fines plastiques.....	16
1.3.2.1. Effet du kaolin.....	16
1.3.2.2. Effet du kaolin-bentonite.....	16
1.3.2.3. Effet de l'indice de plasticité.....	18
1.3.2.4. Effet de la teneur en eau.....	19
1.3.3. Influence des fines non plastiques.....	20
1.3.3.1. Essais drainée.....	20
1.3.3.2. Essai non drainée.....	23
1.3.4. Influence de la surconsolidation.....	27
1.4. Conclusion.....	29
<b>Chapitre 2: Effet des fines sur le comportement des sols.....</b>	<b>30</b>
2.1. Introduction.....	30
2.2. Influence des fines sur le comportement d'un sol.....	30
2.2.1. Effet des fines sur l'indice des vides de consolidation.....	38
2.2.2. Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal.....	41
2.2.3. Effet des fines sur l'indice des vides intergranulaire.....	42

2.2.4. Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction en termes d'indice des vides granulaire.....	42
2.2.5. Effet des fines sur la phase initiale de cisaillement non drainé.....	44
2.2.6. Effet de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction.....	45
2.3. Conclusion.....	46
<b>Chapitre 3: Matériels et matériaux utilisés.....</b>	<b>47</b>
3.1. Introduction.....	47
3.2. matériaux utilisé.....	47
3.2.1. Sable de Chlef.....	47
3.2.2. Argile (kaolin).....	48
3.2.3. Préparation des mélanges (Sable-kaolin).....	48
3.3. caractérisation des matériaux.....	49
3.3.1. Analyse granulométrique (Sable propre d'oued Chlef).....	49
3.3.1.1. Définition.....	49
3.3.1.2. But de l'essai.....	49
3.3.1.3. Principe de l'essai.....	49
3.3.1.4. Matériels utilisés.....	50
3.3.1.5. Préparation des échantillons.....	51
3.3.1.6. Conduite de l'essai.....	51
3.3.1.7. Résultats obtenus.....	51
3.3.1.7.1. Courbe granulométrique du sable propre d'Oued Chlef.....	51
3.3.1.7.2. Détermination des différents diamètres.....	52
3.3.1.7.3. Détermination du coefficient d'uniformité ou de Hazen ( $C_u$ ).....	53
3.3.1.7.4. Détermination du coefficient de courbure ( $C_c$ ).....	53
3.3.2. Analyse granulométrique par sédimentométrie de l'argile (kaolin).....	53
3.3.2.1 Introduction.....	53
3.3.2.2. Principe de l'essai.....	53
3.2.3. Résultat obtenu.....	54
3.3.3. Limites d'Atterberg de l'argile (Kaolin).....	55
3.3.3.1. Introduction.....	55
3.3.3.2. But des essais.....	55
3.3.3.3. Définitions et terminologie.....	55
3.3.3.4. Principe de l'essai.....	57

3.3.3.4.1. Détermination de $W_L$ .....	57
3.3.3.4.2. Détermination de $W_P$ .....	57
3.3.3.4.3. Mesure des teneurs en eau $w$ .....	58
3.3.3.5. Description de l'essai.....	59
3.3.3.6. Résultats obtenu.....	59
3.3.4. Analyse minéralogique et chimique du kaolin.....	59
3.3.5. Essai au pycnomètre.....	60
3.3.5.1. But d'essai.....	60
3.3.5.2. Utilisation de poids spécifique.....	60
3.3.5.3. Principe de l'Essai.....	60
3.3.5.4. Appareillage utilisé.....	60
3.3.5.5. Exécution de l'essai.....	61
3.3.5.6. Résultat obtenu.....	62
3.3.6. Détermination des indices des vides minimale et maximale ( $e_{max}$ et $e_{min}$ ).....	62
3.3.6.1. Description de l'essai.....	62
3.3.6.2. But de l'essai.....	63
3.3.6.3. Méthode de calcul.....	63
3.3.6.4. Résultats obtenus.....	63
3.4. Essai de cisaillement.....	67
3.4.1 Introduction.....	67
3.4.2. Description de dispositif.....	67
3.4.3. Principe d'essai.....	68
3.4.5. Mode opératoire.....	69
3.5. Conclusion.....	70
<b>Chapitre 4: Présentation et discussion des résultats d'essais de cisaillement.....</b>	<b>71</b>
4.1. Introduction.....	71
4.2. Résultats des essais de cisaillement.....	71
4.2.1. Effet de la contrainte normale (Etat lâche: $D_r = 25\%$ ).....	71
4.2.2. Effet de contrainte normale (Etat dense: $D_r = 85\%$ ).....	74
4.3. Influence de la fraction des fines ( $F_c$ ).....	77
4.3.1. Résultats des essais de cisaillement à l'état lâche ( $D_r = 25\%$ ).....	77
4.3.2. Résultats des essais de cisaillement à l'état dense ( $D_r = 85\%$ ).....	78
4.4. Influence de la densité relative sur résistance au cisaillement.....	81

4.5. Effet de l'ajout des fines (Kaolin) sur la résistance au cisaillement.....	82
4.6. Effet du kaolin sur la cohésion (c).....	83
4.7. Effet du kaolin sur l'angle de frottement ( $\phi$ ).....	84
4.8. Influence des caractéristiques granulométriques sur la résistance maximale au cisaillement ( $\tau_{\max}$ ).....	85
4.8.1. Influence du diamètre efficace ( $D_{10}$ ).....	85
4.8.2. Influence du diamètre moyen ( $D_{50}$ ).....	86
4.8.3. Influence du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ).....	87
4.9. Influence des caractéristiques granulométriques sur les paramètres mécaniques ( $\phi$ ) et (c).....	88
4.9.1. Influence du diamètre efficace ( $D_{10}$ ).....	88
4.9.2. Influence du diamètre moyen ( $D_{50}$ ).....	89
4.9.3. Influence du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ).....	90
4.10. Conclusion.....	92
<b>Conclusion générale et perspectives.....</b>	<b>93</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>94</b>

## ملخص

يقدم هذا العمل دراسة مخبرية لتأثير الصلصال الناعم (الكاولين) وكذلك خصائص حجم الجسيمات ( $C_u$  ,  $D_{50}$ ,  $D_{10}$ ) على مقاومة ومعلمات قص رمل الشلف. تم إجراء سلسلة من اختبارات القص المباشر على خليط من طين ورمل الشلف (الكاولين) تتراوح بين 0, 5, 10, 15, و 20%. وقد أجريت الاختبارات على عينات رملية فضفاضة ( $Dr = 25\%$ ) وكثيفة ( $Dr = 85\%$ ) ، تحت ضغوط عادية 100 و 200 و 300 كيلو باسكال. تظهر نتائج الاختبارات أن إضافة الصلصال الناعم له تأثير كبير على قوة القص لخليط الطين الرمل ، في الواقع ، تنخفض هذه المقاومة مع زيادة نسبة الصلصال الناعم للضغوط العادية الثلاثة المطبقة. تقل زاوية الاحتكاك الداخلي المعبأة مع زيادة الغرامات ، مقابل التماسك يزداد بشكل كبير مع زيادة نسبة الغرامات. خصائص حجم الجسيمات لها تأثير كبير على قوة القص ومعايير المقاومة.

**الكلمات المفتاحية:** الرمل ، القص ، الطين ، الاحتكاك ، التماسك.

## **Résumé**

Ce travail présente une étude en laboratoire de l'influence des fines argileuses (kaolin) ainsi que les caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$ , et  $C_u$ ) sur la résistance et les paramètres de cisaillement du sable de Chlef. Une série d'essais de cisaillement direct réalisés sur un mélange sable de Chlef-argile (kaolin) variant de 0, 5, 10, 15 et 20%. Les essais ont été réalisés sur des échantillons de sable lâches ( $D_r = 25\%$ ) et denses ( $D_r = 85\%$ ), sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa. Les résultats des essais montrent que l'ajout des fines argileuses influence d'une manière considérable sur la résistance au cisaillement du mélange sable -argile, en effet, cette résistance diminue avec l'augmentation du pourcentage des fines argileuses pour les trois contraintes normales appliquées. L'angle de frottement interne mobilisé diminue avec l'augmentation des fines par contre la cohésion augmente d'une manière significative avec l'augmentation du pourcentage des fines. Les caractéristiques granulométriques influent d'une manière considérable sur la résistance au cisaillement et les paramètres de résistance.

**Mots clés:** Sable, cisaillement, limon, argile, angle de frottement, cohésion.

## **Abstract**

This work presents a laboratory study of the influence of clayey fine (kaolin) and the particle size characteristics (D10, D50, and Cu) on the shear strength and the parameters strength of Chlef sand. A series of direct shear tests carried out on a Chlef-clay (kaolin) mixture ranging from 0, 5, 10, 15 and 20%. The tests were carried out on loose (RD = 25%) and dense (RD = 85%) sand samples, under normal stresses of 100, 200 and 300 kPa. The results of the tests show that the addition of clayey fine has a considerable influence on the shear strength of the sand-clay mixtures. However, this resistance decreases with the increase in the percentage of clayey fine for the three applied normal stresses. The mobilized internal friction angle decreases with the increase in fine content, however the cohesion increases significantly with the increase in the percentage of fines. The particle size characteristics have a considerable influence on the shear strength and the parameters resistance.

**Key words:** Sand, shear, silt, clay, friction angle, cohesion.

## *Liste des figures*

---

Liste des figures

Chapitre 1:

Figure 1.1: Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction.....15

Figure 1.2: Essais de compression drainée sur un mélange sable-argileux (Arab 2008).....16

Figure 1.3: Courbes de contrainte-déformation (a), Courbes pression d'eau-déformation (b).....17

Figure 1.4: Courbes de contrainte-déformation (a), Courbes pression d'eau-déformation (b).....17

Figure 1.5: Contrainte-déformation (a), Pression de l'eau-déformation (b).....17

Figure 1.6: Effet de la teneur en fine (Bayat et al. 2014).....18

Figure 1.7: Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction.....18

Figure 1.8: Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984).....19

Figure 1.9: Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale pour le mélange sable-argile.....19

Figure 1.10: Influence de la teneur en argile sur l'angle de frottement et la cohésion (Dafalla 2013).....20

Figure 1.11: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon.....21

Figure 1.12: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ ,  $D_r = 12\%$ ) (Belkhatir et al. 2010).....22

Figure 1.13: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ ,  $D_r = 50\%$ ) (Belkhatir et al. 2010).....22

Figure 1.14: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée des mélanges sable-limon ( $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ ,  $D_r = 90\%$ ) (Belkhatir et al. 2010).....22

Figure 1.15: Influence de la teneur des fines sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ ) (Arab 2008).....23

Figure 1.16: Influence de la teneur des fines sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 50\text{kPa}$ ) (Arab 2008).....24

Figure 1.17: Influence de la teneur des fines sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 20\text{kPa}$ ) (Arab 2008).....25

Figure 1.18: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable

limon ( $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ , $D_r = 12\%$ ) (Belkhatir et al 2010).....	26
Figure 1.19: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon ( $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ , $D_r = 50\%$ ) (Belkhatir et al 2010).....	26
Figure 1.20: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon ( $\sigma'_3 = 100\text{kPa}$ , $D_r = 90\%$ ) (Belkhatir et al. 2010).....	26
Figure 1.21: Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takutsu 1979).....	27
Figure 1.22: Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra et al. 2000).....	27
Figure 1.23: Influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-limon Sidi M'hamed (SM) ( $F_c = 10\%$ ) (Arab 2008).....	28
Figure 1.24: Comparaison des résistances obtenues à 14 et 28 jours en fonction des conditions de cure (Fabien Szymkiewicz 2011).....	28

**Chapitre 2:**

Figure 2.1: Diagramme schématique des valeurs limites de la teneur en fines (Lade, 2012).....	32
Figure 2.2: Comportement de transition type des sols granuleux de similaire au sable au similaire à l'argile (Boulanger et Idriss, 2006).....	33
Figure 2.3: Vue d'ensemble du rôle des fines à la susceptibilité de liquéfaction des sols.....	34
Figure 2.4: Classification de tissu de grain dans les sols de la matrice de sable (Thevanayagam et Martin, 2002).....	35
Figure 2.5: Susceptibilité à la liquéfaction en fonction de la plasticité des fines (Guo et Prakash, 2000).....	37
Figure 2.6: Variation de l'indice des vides durant la consolidation en fonction de la teneur en fines (Pitman et Roberston 1994).....	40
Figure 2.7: Variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en fines (Lade et Yamamuro, 1998).....	41
Figure 2.8: Variation de l'indice des vides minimal et maximal pour les sables de Nevada 50/80 et 80/200 en fonction de la teneur en fines. (Lade et Yamamuro, 1998).....	42
Figure 2.9: Résistance à la liquéfaction en fonction de la teneur en fines préparé à indice des vides du squelette constant des sables de Monterrey (a) et Yatesville (b) (Polito et Martin, 2001).....	43
Figure 2.10: Variation de la résistance à la liquéfaction avec l'indice des vides du squelette pour le	

*Liste des figures*

---

sable de Monterrey (a) et de Yatesville (b) (Polito et martin, 2001).....	44
Figure 2.11: Comportement non drainé de deux sables de Nevada 50/200 avec 20% de teneur en fines montrant le revirement extrême de liquéfaction statique à la liquéfaction temporaire (Yamamuro et Covert, 2001).....	44
Figure 2.12: Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Sandoval 1989; Prakash et Snadoval, 1992).....	45
Figure 2.13: Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984).....	46
Figure 2.14: Variation de la résistance à la liquéfaction en fonction de l'indice de plasticité (Tianqiang et Prakash, 1999).....	46

**Chapitre 3:**

Figure 3.1: Photo du sable d'Oued Chlef.....	48
Figure 3.2: Echantillon du kaolin utilisé.....	48
Figure 3.3: Photo du mélange sable-kaolin.....	49
Figure 3.4: Matériel utilisé dans l'analyse granulométrique.....	50
Figure 3.5: Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique.....	50
Figure 3.6: Courbe granulométrique sable naturel d'Oued Chlef.....	52
Figure 3.7: Courbe granulométrique du kaolin.....	54
Figure 3.8: Courbes granulométriques du mélange sable de Chlef-kaolin.....	55
Figure 3.9: Appareil de Casagrande et outil à rainure.....	57
Figure 3.10: Système d'évaluation du diamètre du rouleau de sol.....	58
Figure 3.11: Mise en place de l'échantillon dans la coupelle.....	58
Figure 3.12: Schéma d'une rainure.....	59
Figure 3.13: Essai au pycnomètre.....	61
Figure 3.14: Une balance électronique.....	61
Figure 3.15: Variation de l'indice des vides maximal et minimal en fonction de la teneur en kaolin.....	64
Figure 3.16: Variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en kaolin.....	65
Figure 3.17: Variation du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) en fonction de la teneur en kaolin.....	65
Figure 3.18: Variation du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) en fonction de la teneur en kaolin.....	66
Figure 3.19: Variation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) en fonction de la teneur en	

kaolin.....	66
Figure 3.20: Boîte de cisaillement carrée de Casagrande.....	67
Figure 3.21: Schéma de disposition.....	68
Figure 3.22: Plan de la contrainte normale et tangentielle.....	68
Figure 3.23: Détermination de $c$ et $\phi$ .....	69

**Chapitre 4:**

Figure 4.1: Résultats des essais de cisaillement direct sur le sable propre ( $F_c = 0\%$ ).....	71
Figure 4.2: Résultats des essais de cisaillement direct du mélange sable-kaolin ( $F_c = 5\%$ ).....	72
Figure 4.3: Résultats des essais de cisaillement direct du mélange sable-kaolin ( $F_c = 10\%$ ).....	73
Figure 4.4: Résultats des essais de cisaillement direct du mélange sable-kaolin ( $F_c = 15\%$ ).....	73
Figure 4.5: Résultats des essais de cisaillement direct du mélange sable-kaolin ( $F_c = 20\%$ ).....	74
Figure 4.6: Résultats des essais de cisaillement direct du sable propre ( $F_c = 0\%$ ).....	74
Figure 4.7: Résultats des essais de cisaillement direct du sable et kaolin ( $F_c = 5\%$ ).....	75
Figure 4.8: Résultats des essais de cisaillement direct du sable et kaolin ( $F_c = 10\%$ ).....	76
Figure 4.9: Résultats des essais de cisaillement direct du sable et kaolin ( $F_c = 15\%$ ).....	76
Figure 4.10: Résultats des essais de cisaillement direct du sable et kaolin ( $F_c = 20\%$ ).....	77
Figure 4.11: Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ( $D_r = 25\%$ ).....	78
Figure 4.12: Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ( $D_r = 85\%$ ).....	79
Figure 4.13: Evolution de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) en fonction de la contrainte normale ( $D_r = 25\%$ ).....	80
Figure 4.14: Evolution de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) en fonction de la contrainte	

normale ( $D_r = 85\%$ ).....	81
Figure 4.15: Evolution de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) en fonction de la contrainte normale.....	82
Figure 4.16: Effet de la fraction des fines (kaolin) sur la résistance au cisaillement.....	83
Figure 4.17: Evolution de la cohésion ( $c$ ) en fonction de la fraction des fines ( $F_c$ ).....	84
Figure 4.18: Evolution de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) en fonction de la fraction des fines ( $F_c$ ).....	85
Figure 4.19: Variation de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) avec le diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ) .....	86
Figure 4.20: Variation de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) avec le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ).....	87
Figure 4.21: Variation de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) avec le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ).....	88
Figure 4.22: Variation des paramètres de résistance ( $\phi$ et $c$ ) avec le diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ).....	89
Figure 4.23: Variation des paramètres de résistance ( $\phi$ et $c$ ) avec le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ).....	90
Figure 4.24: Variation des paramètres de résistance ( $\phi$ et $c$ ) avec le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ).....	91

*Liste des tableaux*

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre 2:**

Tableau 2.1: Observations et résultats des sols susceptibles à la liquéfaction.....	30
Tableau 2.2: Evolution des critères de susceptibilité à la liquéfaction.....	31
Tableau 2.3: Résumé des résultats sur les relations entre les fines et la susceptibilité à la liquéfaction.....	32
Tableau 2.4: Différentes définitions des indices de vides.....	36

### **Chapitre 3:**

Tableau 3.1: Composition chimique du sable de d'oued Chlef.....	47
Tableau 3.2: Résultat de l'analyse granulométrique par tamisage du sable de d'oued Chlef.....	51
Tableau 3.3: Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable propre d'oued Chlef.....	53
Tableau 3.4: Résultat de l'analyse granulométrique par sédimentométrie du sable d'oued Chlef.....	54
Tableau 3.5: Etat du sol en fonction de l'indice de plasticité.....	56
Tableau 3.6: Type de sol en fonction de l'indice de plasticité.....	56
Tableau 3.7: Composition minéralogique de l'argile (kaolin).....	59
Tableau 3.8: Composition chimique du sable de l'argile (kaolin).....	60
Tableau 3.9: Caractéristiques physiques du kaolin.....	62
Tableau 3.10: Caractéristiques physiques des mélanges sable-kaolin.....	62
Tableau 3.11: Valeurs de $e_{max}$ , $e_{min}$ et $e$ pour les mélanges sable-kaolin.....	64

### **Chapitre 4:**

Tableau 4.1: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (2).....	80
Tableau 4.2: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (3).....	83
Tableau 4.3: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (4).....	84
Tableau 4.4: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (5).....	85
Tableau 4.5: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (6).....	86
Tableau 4.6: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (7).....	87
Tableau 4.7: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (8).....	88
Tableau 4.8: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (9) et (10).....	89
Tableau 4.9: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (11) et (12).....	90
Tableau 4.10: Coefficients A, B et $R^2$ de l'équation (13) et (14).....	91

## *Liste des symboles*

## Liste des symboles

- $\sigma_{\text{cap}}$ : Tension de surface  
 $r_{\text{cap}}$ : Rayon capillaire  
 $\theta_{\text{cap}}$ : Angle de contact liquide/fluide  
 $\gamma$ : Poids volumique du fluide  
 $p$ : Poids du sol sec  
 $w_L$ : Limite de liquidité  
 $I_p$ : Indice de plasticité  
 $M_h$ : Masse du sol humide  
 $M_s$ : Masse du sol sec  
 $M_w$ : Masse de l'eau  
 $C_c$ : Indice de compression du sol  
 $C_s$ : Indice de gonflement du sol  
 $\sigma_p$ : Contrainte de pré consolidation  
 $E_{\text{œd}}$ : Module œdométrique  
 $c_v$ : Coefficient de consolidation  
 $k$ : Coefficient de perméabilité  
 $e$ : Indice des vides  
 $\sigma_{v0}$ : Contrainte due au poids des terres  
 $E$ : Module d'Young  
 $\nu$ : Coefficient de poisson  
 $f_T$ : Facteur de correction due à la température  
 $e_i$ : Indice des vides initial  
 $e_{\text{max}}$ : Indice des vides maximal  
 $e_{\text{min}}$ : Indice des vides minimal  
 $p$ : Pression due à la charge C  
 $P_s$ : Poids du sol sec  
 $V_s$ : Volume des grains solides  
 $N$ : Effort normal appliquée  
 $T$ : Effort tangentiel appliqué  
 $v$ : Vitesse de cisaillement

- w<sub>opt</sub>**: Teneur en eau optimale  
**w<sub>nat</sub>**: Teneur en eau naturelle  
**C<sub>u</sub>**: Coefficient d'uniformité  
**C<sub>C</sub>**: Coefficient de courbure  
**γ<sub>d</sub>**: Poids volumique sec  
**γ<sub>dmax</sub>**: Poids volumique sec maximal  
**γ<sub>dmin</sub>**: Poids volumique sec minimal  
**γ<sub>h</sub>**: Poids volumique humide  
**γ<sub>s</sub>**: Poids volumique des grains solides  
**γ<sub>w</sub>**: Poids volumique de l'eau  
**φ**: Angle de frottement interne  
**c**: Cohésion  
**τ**: Contrainte de cisaillement  
**τ<sub>max</sub>**: Contrainte de cisaillement maximale  
**τ<sub>rupt</sub>**: Contrainte tangentielle à la rupture  
**σ<sub>rupt</sub>**: Contrainte normale à la rupture  
**σ<sub>n</sub>**: Contrainte normale  
**D<sub>r</sub>**: Densité relative  
**ΔH**: Déplacement horizontal  
**H**: Hauteur ou épaisseur de l'échantillon  
**D<sub>10</sub>**: Diamètre efficace  
**D<sub>30</sub>**: Diamètre correspondant à 30% du tamisât cumulé  
**D<sub>50</sub>**: Diamètre moyen  
**D<sub>60</sub>**: Diamètre correspondant à 60% du tamisât cumulé  
**D**: Diamètre des grains  
**A<sub>c</sub>**: Aire corrigée de l'échantillon

## *Introduction générale*

## **Introduction générale**

L'étude de la résistance au cisaillement d'un sol constitue un problème complexe de la mécanique des sols. La résistance au cisaillement dépend du type de sol rencontré, suivant qu'il est cohérent ou non. Dans la résolution des problèmes de stabilité en mécanique des sols, il est nécessaire de connaître les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Ainsi, l'angle de frottement interne et la cohésion interviennent dans les calculs de stabilité des barrages ou des digues par la tangente de l'angle de frottement et par la cohésion effective.

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide (séisme, chocs, etc.).

Lorsque nous parlons de comportement des sols nous faisons toujours distinction entre sable et argile. Les effets des fines plastiques et non plastiques sur le comportement du sable sont devenus la base de recherches géotechniques récemment. La plupart des études antérieures se sont concentrées sur l'effet des fines plastiques et non plastiques sur la résistance à la liquéfaction du sable. Koufman (1981) a constaté une augmentation considérable de la résistance au cisaillement cyclique des sols en raison de la présence des fines modérément plastiques. Kuwano et al. (1995) ont montré que, en ajoutant du kaolin à du sable jusqu'à 20% en poids, la résistance à la liquéfaction diminue, alors qu'en ajoutant plus de kaolin, la résistance à la liquéfaction augmente. Miura et al (1995) ont noté la liquéfaction du sol avec jusqu'à 48% d'amendes et 18% d'argile en raison de 1993, Hokkaidonansai-oki earthquake. Selon Das et al (1999), l'augmentation de la plasticité des mélanges de limon et d'argile entraîne une augmentation de la force cyclique. Perlea et al (1999) ont constaté qu'à de faibles quantités de fines (environ 15%), la présence d'argile diminue la résistance à la liquéfaction. Mais lorsque le sol contient 20% de fines ou une augmentation de la teneur en argile augmentera la résistance du sol contre la liquéfaction. Ghahremani et al (2005) trouve que pour une valeur constante de vide, la résistance à la liquéfaction a diminué avec l'ajout de fines plastiques jusqu'à 30%, au-delà de ces valeurs, la résistance à la liquéfaction, a augmenté avec l'augmentation de la teneur en argile. La même tendance a été signalée pour les fines non plastiques dans une valeur constante du rapport de vide. Ghahremani (2005) constate que, à un contenu fin constant, en augmentant la plasticité des fines, la résistance maximale au cisaillement augmente. Et ils ont également observé qu'une augmentation de la plasticité de la phase d'argile a entraîné une augmentation de la résistance à la liquéfaction des mélanges. Georgiannou et al. (1990) ont étudié le

comportement du sable du jambon mélangé avec de l'argile kaolinite moyenne et ils ont trouvés que l'augmentation de la fraction d'argile fait diminuer l'angle de frottement.

La teneur en eau est un paramètre très important qui influe sur la résistance des mélanges, de même l'hydratation du mélange peut être influencé par le temps de cure. Muawia Dafalla (2013), l'augmentation de la teneur en humidité a entraîné une baisse de la cohésion et l'angle de frottement interne. Ces changements ne sont pas indépendants de l'état de densité des mélanges argile-sable.

L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier les effets de la fraction des fines du kaolin ( $F_c$ ), la densité relative ( $D_r$ ), la contrainte normale initiale ( $\sigma_n$ ) et les caractéristiques granulométriques ( $D_{10}$ ,  $D_{50}$  et  $C_u$ ) sur le comportement mécanique des sols mélange sable-kaolin à la boîte de cisaillement (boîte de Casagrande), les échantillons ont été reconstitué pour une teneur en fines ( $F_c = 0-20\%$ ) avec deux densités relatives initiales ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ) et soumis à trois contraintes normales ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300\text{kPa}$ ).

Ce travail a été effectué au laboratoire de mécanique des sols de Tiaret et du laboratoire des sciences des matériaux et environnement du département de génie civil de l'université de Chlef, est présenté en quatre chapitres:

- Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols;
- Le deuxième chapitre est consacré à une présentation de l'influence des fines sur le comportement des sols granulaires;
- Le troisième chapitre est consacré à une présentation des matériaux et le matériel utilisé et du mode opératoire des essais suivis pour l'identification physique des matériaux;
- Le quatrième chapitre porte sur l'étude de la résistance de cisaillement en laboratoire, la présentation des résultats des essais réalisés avec un passage en revue des différents paramètres étudiés (densité relative, contrainte initiale normale, la teneur en fines...etc) et leurs influences sur la résistance au cisaillement.

*Chapitre 1:*

*Etude bibliographique sur les paramètres influant sur le  
comportement des sols*

## 1.1 Introduction

Le terme "sol" est utilisé en génie civil pour désigner un matériau constitué d'un agrégat naturel de particules minérales de dimensions comprises dans des limites prédéfinies. Les sols argileux sont constitués de minéraux variés dont l'affinité à l'eau dépend de plusieurs paramètres, entre autres la structure minéralogique. Certains sols comportent une proportion de particules argileuses telles que les illites et les smectites, kaolin etc.

## 1.2. La liquéfaction

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide (séisme, chocs, etc.). Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur et les charges peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

Hazen en 1920 a utilisé pour la première fois le terme de liquéfaction, phénomène qui a provoqué la rupture du barrage de Claveras en Californie. Ce mot liquéfaction a été utilisé aussi par Casro (1936) comme étant la réponse d'un sable saturé contractant soumis à un chargement statique en contrainte imposée menant à sa perte de résistance. D'autres chercheurs ont donné des définitions pour la liquéfaction qui est la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau engendrée par la disparition des forces intergranulaires qui lient les grains de sable entre eux, suite à une surgénation de la pression interstitielle. C'est alors que le sol perd sa cohésion et commence à couler comme un liquide. Il existe maintenant un accord acceptable sur l'identité du phénomène de liquéfaction, qui peut être résumé dans la définition proposée par Sladen et al. 1985, qui rejoint celle donnée par Seed en 1979: « La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide.

### 1.2.1. Dégâts de liquéfactions des sols

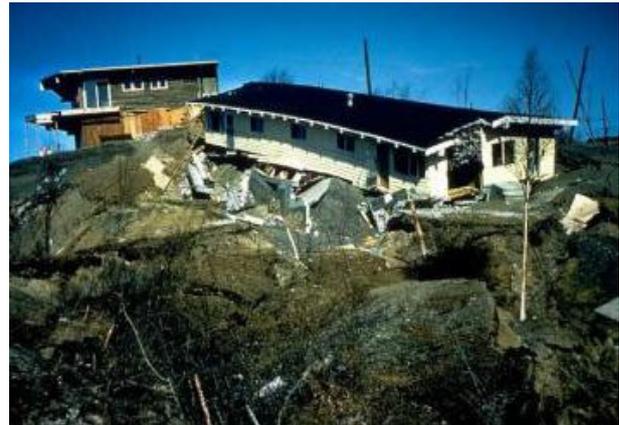
La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer (Figure 1.1):

- La rupture des barrages
- La rupture des culées des ponts

- Le tassement des dépôts de sable, le déplacement latéral d'un terrain, etc...



Niigata (Japon), 1964



Alaska (USA), 1964



San Fernando (Californie), 1979



Kobé (Japon), 1995

**Figure 1.1:** Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction

### 1.3. Influence des fines sur le comportement mécanique des sols

#### 1.3.1. Introduction

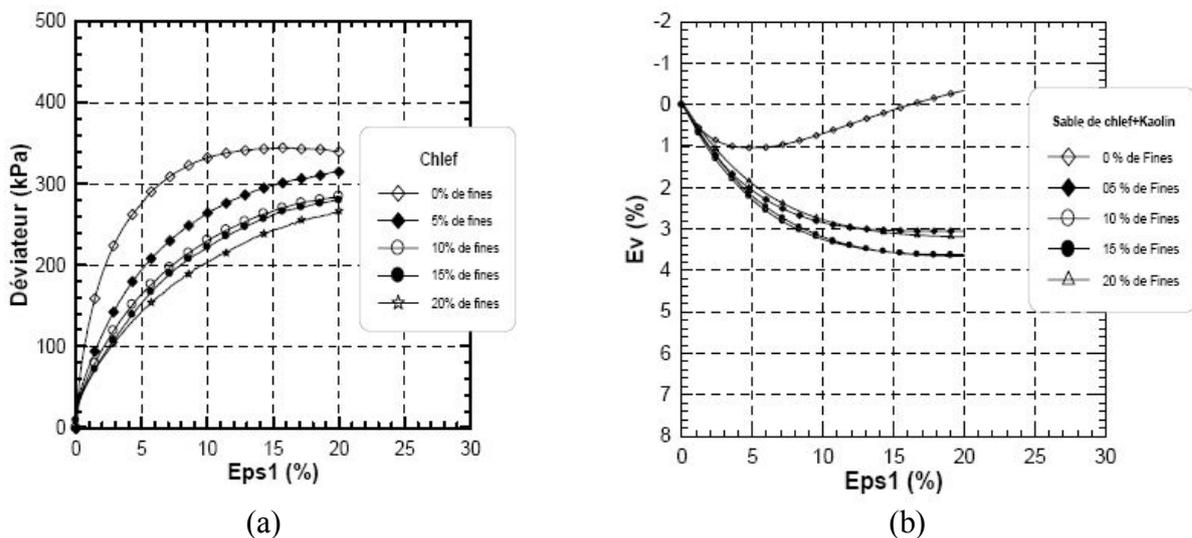
Le rôle des fines sur le comportement à la liquéfaction des sables a fait l'objet de plusieurs recherches. On ne trouve pas de consensus quant à l'effet de la teneur en fines sur le comportement des mélanges sables-sols fins. Plusieurs recherches ont rapporté que la résistance à la liquéfaction d'un sable augmente avec l'augmentation de la teneur en fines (Chang et al. 1982; Dezfulian 1982; Amini et Qi 2000), d'autres ont trouvé que l'augmentation de la teneur en fines réduit la résistance à la liquéfaction (Shen et al. 1997; Troncoso et Verdugo 1985; Finn et al. 1994; Vaid 1994; Lade et Yamamuro 1997; Zlatovic et Ishihara 1997). D'autres études ont trouvé que la résistance à la

liquéfaction diminue jusqu'à atteindre une résistance minimale, puis elle réaugmente avec l'augmentation de la teneur en fines (Law et Ling 1992; Koester 1994, Bouferra et I.Shahrour 2004).

### 1.3.2. Influence des fines plastiques

#### 1.3.2.1. Effet du kaolin

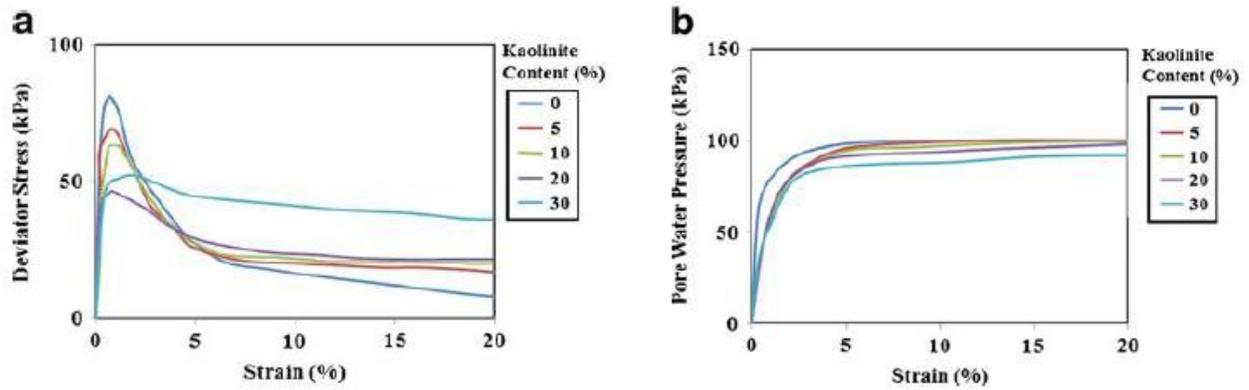
D'après Arab 2008, la figure 1.2 montre les résultats des essais drainés réalisés pour différentes des fractions des fines sur un mélange sable-Kaloin pour des fractions des fines comprises entre 0 et 20%. Les résultats de ces essais montrent que l'augmentation de la fraction des fines se traduit par une amplification de la contractance du sol et une réduction de sa résistance. Ce résultat est observé pour les fractions des fines étudiées dont la valeur maximale est égale  $F_c = 20\%$ .



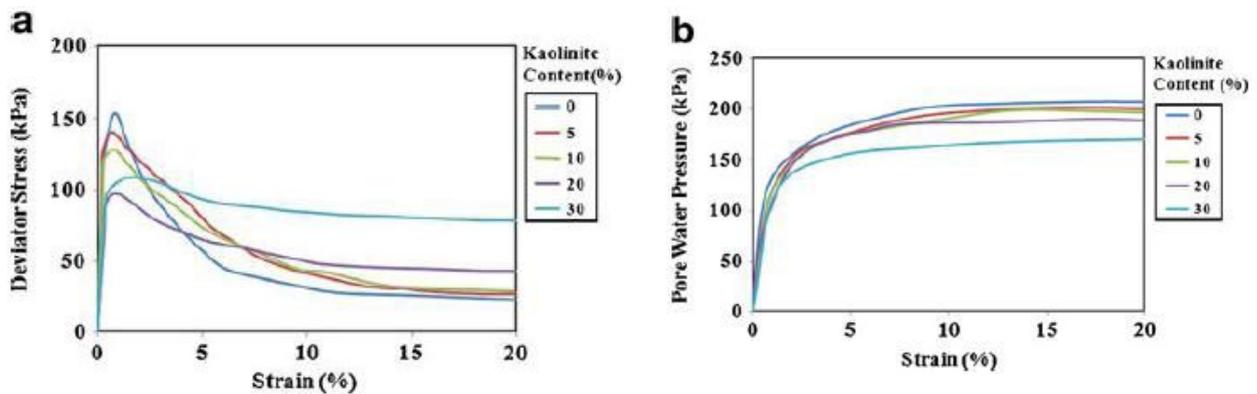
**Figure 1.2:** Essais de compression drainée sur un mélange sable-argileux (Arab 2008)

#### 1.3.2.2. Effet du kaolin-bentonite

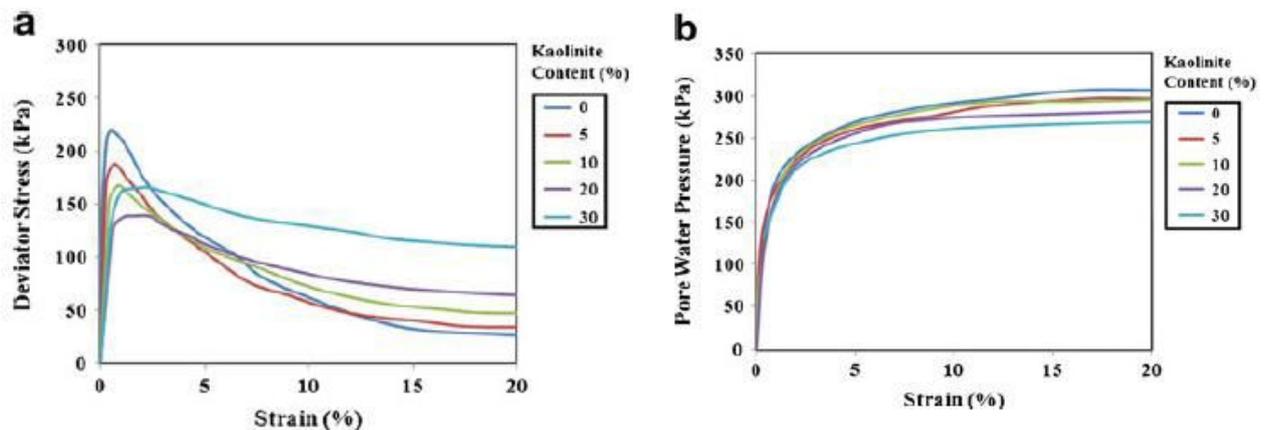
Bayat et al. 2014, ils ont trouvé que les échantillons de mélange sable-kaolinite avec d'une teneur en kaolinite allant jusqu'à 20% entraîne une Résistance au cisaillement maximale des échantillons, la teneur en kaolinite conduit à une augmentation du cisaillement du pic. D'autre part, l'échantillon contenant 20% de teneur en kaolinite (valeur seuil) donne la plus faible résistance maximale pour une pression de confinement nette donnée (Figure 1.3, 1.4, 1.5). En outre, l'échantillon contenant 0% la teneur en kaolinite présente la plus haute résistance au cisaillement du pic et un excès positif de pression d'eau interstitielle par rapport aux autres échantillons contenant de la kaolinite à une pression de confinement nette donnée.



**Figure 1.3:** Courbes de contrainte-déformation (a), Courbes pression d'eau-déformation (b)  
(Pression de confinement de 100kPa) (Bayat et al. 2014)



**Figure 1.4:** Courbes de contrainte-déformation (a), Courbes pression d'eau-déformation (b).  
(Pression de confinement de 200kPa) (Bayat et al. 2014)



**Figure 1.5:** Contrainte-déformation (a), Pression de l'eau-déformation (b)  
(Pression de confinement de 300kPa) (Bayat et al. 2014)

La figure 1.6, montre que pour les échantillons contenant 10% de la kaolinite ou la bentonite, les valeurs des forces de cisaillement maximales sont rapprochées. On n'a également observé que la teneur en bentonite à des effets considérables sur le comportement mécanique sable que la kaolinite.

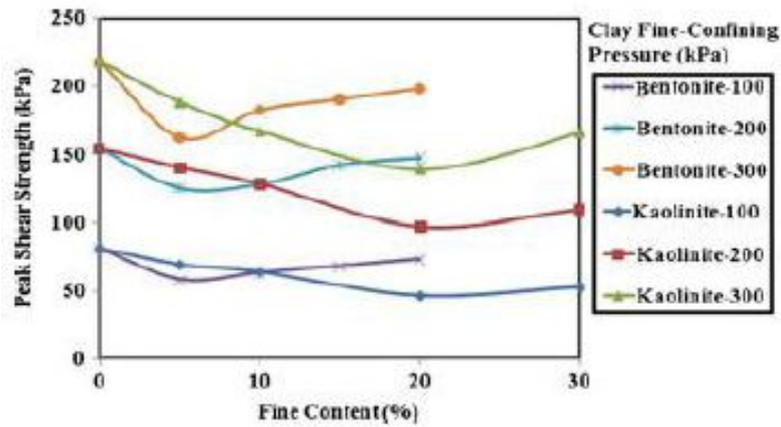


Figure 1.6: Effet de la teneur en fine (Bayat et al. 2014)

### 1.3.2.3. Effet de l'indice de plasticité

Sandoval 1989 et Prakash et Sandoval 1992 ont réalisé des essais sur des échantillons remaniés de limon (avec une teneur en fines de 96%, IP = 1.7%). Le mélange de kaolin avec du limon a permis d'augmenter l'indice de plasticité (IP) de 2.6% à 3.4% (Figure 1.7). On observe que le CSR causant la liquéfaction pour un nombre particulier de cycles diminue quand l'indice de plasticité augmente. Pour un nombre de 10, la résistance au cisaillement cyclique de la liquéfaction initiale est de 0.21, 0.17, et 0.128 pour un indice de plasticité de 1.7, 2.6, 3.4 respectivement. Ces résultats indiquent que pour des faibles valeurs de plasticité, l'augmentation de l'indice de plasticité a pour effet de réduire la résistance à la liquéfaction.

Puri 1984, 1990 a réalisé des essais triaxiaux sur des échantillons remaniés de limon et mélange argile-limon avec un indice de plasticité variant de 10 à 20% (Figure 1.8). La principale conclusion de cette étude est que la résistance du mélange dans le domaine 10-20% augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité.

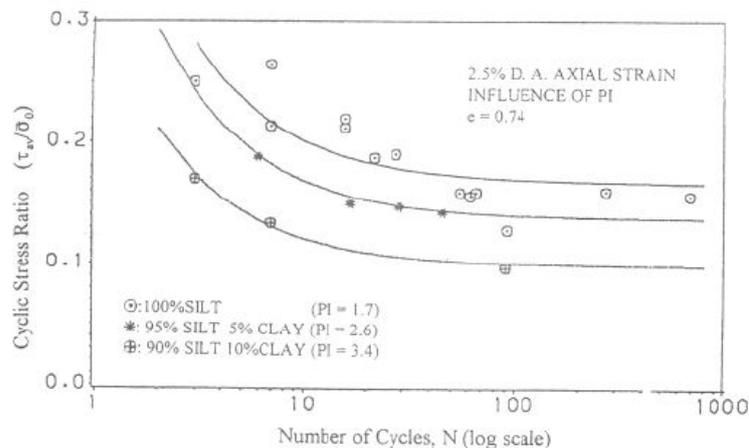


Figure 1.7: Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Sandoval 1989; Prakash et Sandoval 1992)

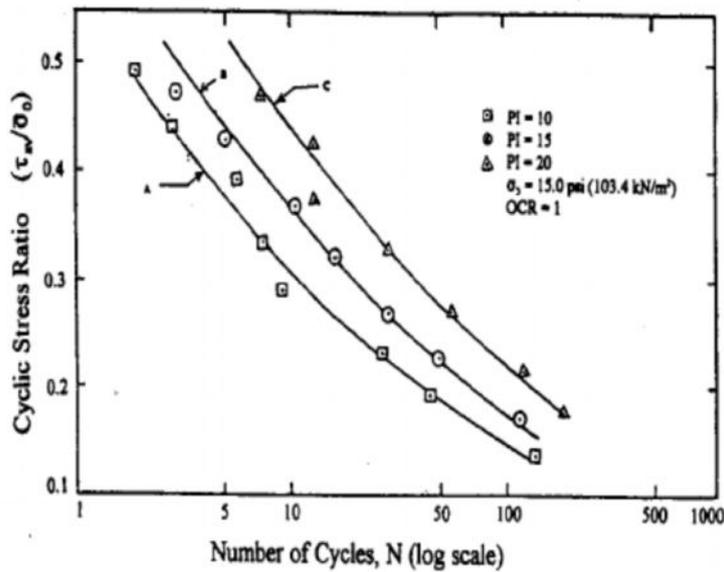


Figure 1.8: Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984)

### 1.3.2.4. Effet de la teneur en eau

Hamidi et al. 2009, ont trouvé que les pentes sont approximativement semblables mais interceptent l'axe horizontal à des points variables. Les changements dans l'intersection des pentes de dilatation sont observés en raison de l'augmentation de l'humidité 20%. Ce changement est négatif (moins de 15% d'interception d'humidité) pour la normale contrainte de 0.5. La même comparaison est appliquée aux mélanges de sable argileux de teneur en argile variable. On trouve les tendances générales concernant la teneur en argile typique pour toutes les proportions sauf pour la grandeur du changement (Figure 1.9).

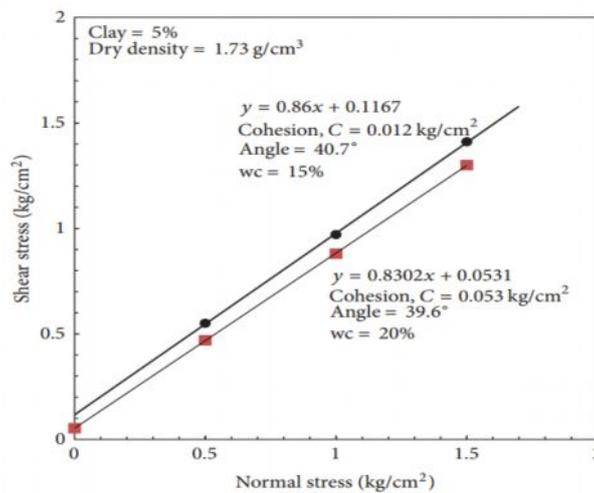
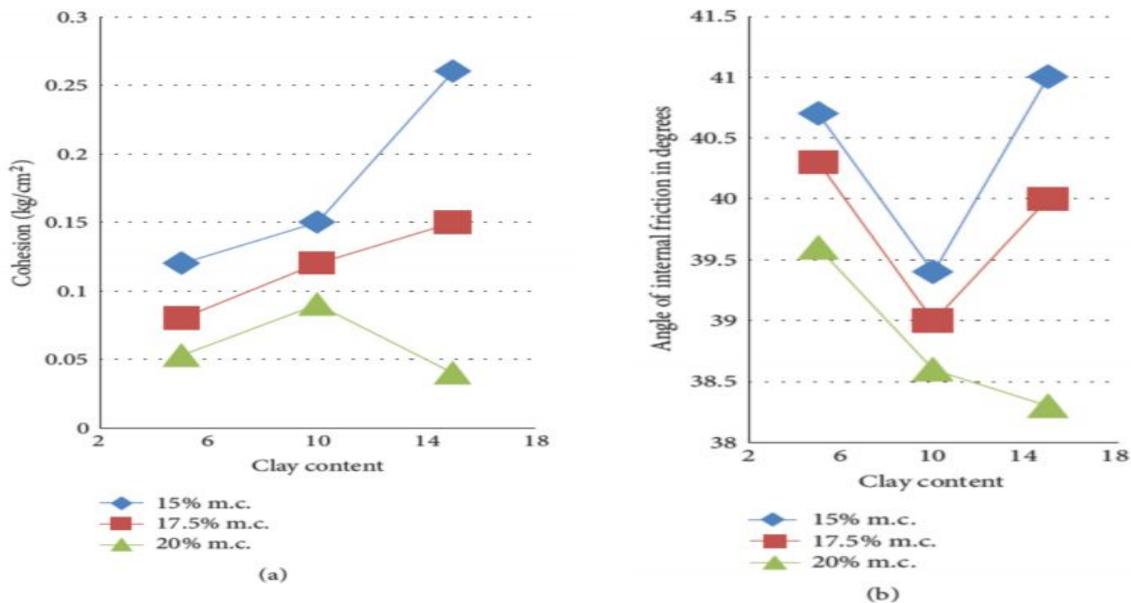


Figure 1.9: Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale pour le mélange sable-argile (Hamidi et al. 2009)

D'après Dafalla (2013), la figure 1.10 présente l'influence de la teneur en argile sur l'angle de frottement et la cohésion. L'angle de frottement interne a donné une valeur minimale de 10% de teneur en argile pour les mélanges non-mouillés, moins de 38 degrés pour un mélange argilo-sable de 20% d'humidité contenu. Le mélange de sable à l'argile humide à 20% de la cohésion et de l'angle de frottement interne lorsque le contenu en argile est élevé. L'argile pure n'est pas tracée sur le graphe, mais la chute de l'angle de frottement interne est de près de 14% moins lorsque l'humidité est augmentée de 30 à 40% associée à une cohésion de 1.13 à 0.61g/cm<sup>2</sup>, respectivement.

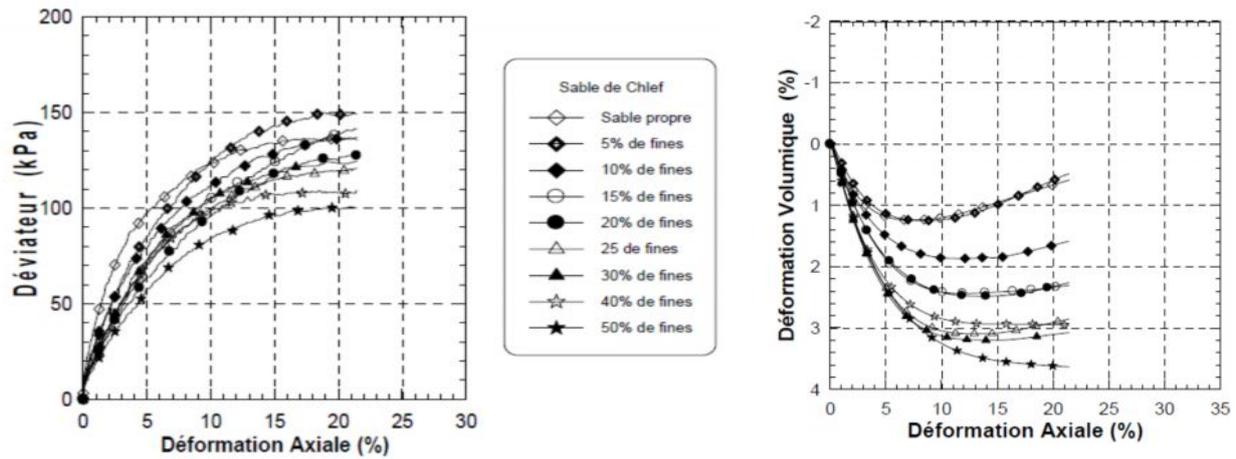


**Figure 1.10:** Influence de la teneur en argile sur l'angle de frottement et la cohésion (Dafalla 2013).

### 1.3.3. Influence des fines non plastiques

#### 1.3.3.1. Essais drainée

D'après Arab et al. 2008, la figure 1.11 montre les résultats des essais de compression drainée réalisés pour des fractions des fines comprises entre 0 (sable propre) et 50%. On remarque que la fraction des fines affecte d'une manière sensible les variations du déviateur et de la déformation volumique. L'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de déviateur de contrainte du sol-limoneux (le déviateur décroît de 150 à 100kPa quand la fraction des fines croît de 10 à 50%), ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente.



**Figure 1.11:** Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon (Arab 2008)

D'après Belkhatir et al 2010 les figures 1.12a, 1.13a et 1.14a montre les résultats des essais en compression drainée réalisés pour des fractions de fines comprises entre zéro (sable propre) et 50% pour les trois densités relatives initiales ( $D_r = 12, 50$  et  $90\%$ ). On remarque en générale que la fraction des fines affecte d'une manière sensible les variations du déviateur et de la déformation volumique pour les trois états de sol lâche, moyennement dense et dense. En effet, l'augmentation de la fraction des fines entre 0 et 50% induit une diminution de la résistance à la liquéfaction du sol (déviateur maximal). Concernant la déformation volumique on observe en général que le sable propre et les échantillons à faible fraction des fines ( $F_c < 30\%$ ) présentent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance.

Pour le sol lâche, le sable propre et l'échantillon à 10% de fines la phase de dilatance apparaît à partir de 12% de déformation axiale, tandis que pour les échantillons ayant une teneur en fines de 20 à 30% la dilatance est retardée et apparaît à partir d'une déformation axiale de 13%.

Pour les échantillons avec une teneur en fines de 40 et 50%, on observe uniquement une phase de contractance (Figure 1.11.b). Concernant la série des échantillons moyennement dense; pour le sable propre et l'échantillon à 5% de fines, la phase de dilatance apparaît à partir de 8% de déformation axiale, tandis que pour les échantillons ayant une teneur en fines de 10 à 30% la dilatance est retardée et apparaît à partir d'une déformation axiale de 13%. Pour les échantillons avec une teneur en fines de 40 et 50%, on observe uniquement une phase de contractance (Figure 1.12.b). Pour les échantillons à l'état dense, on constate que la présence des fines retarde d'une manière significative l'apparition de la phase de dilatance. En effet, la dilatance apparaît après 4.5, 5, 6 et 10% pour les teneurs fines  $F_c = 0, 10, 20$  et  $30\%$  respectivement; au-delà de cette teneur en fines on observe qu'une phase de contractance (Figure 1.13.b).

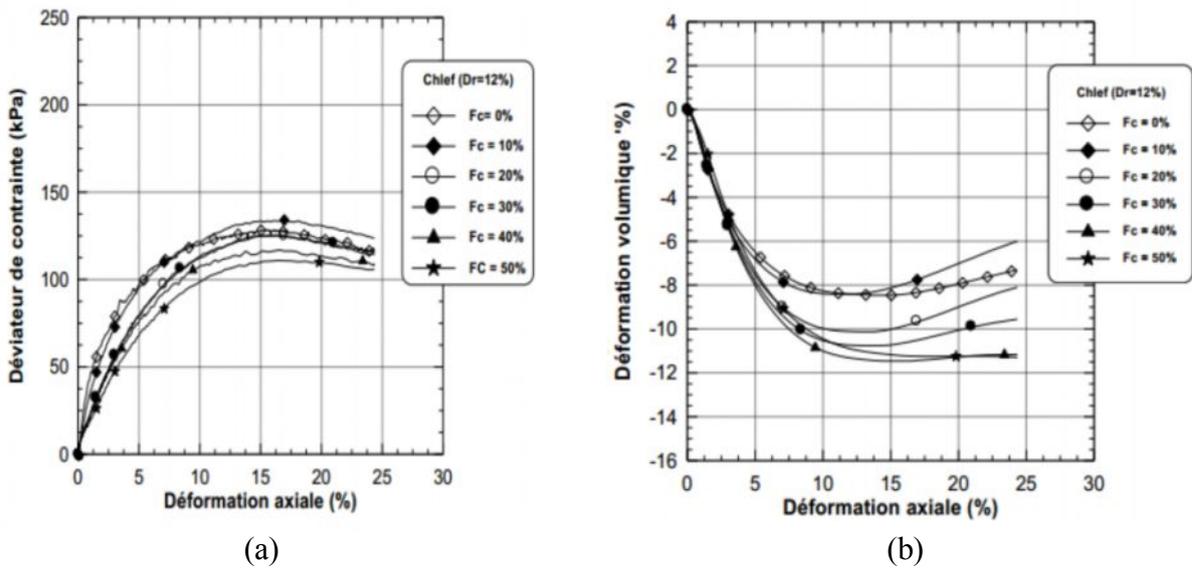


Figure 1.12: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 12\%$ ) (Belkhatir et al 2010)

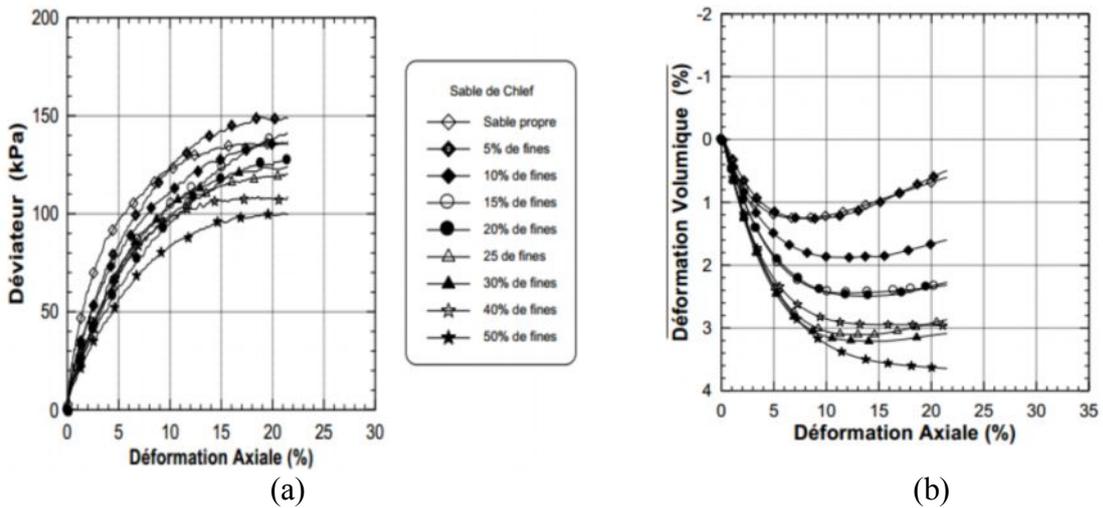


Figure 1.13: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 50\%$ ) (Belkhatir et al 2010)

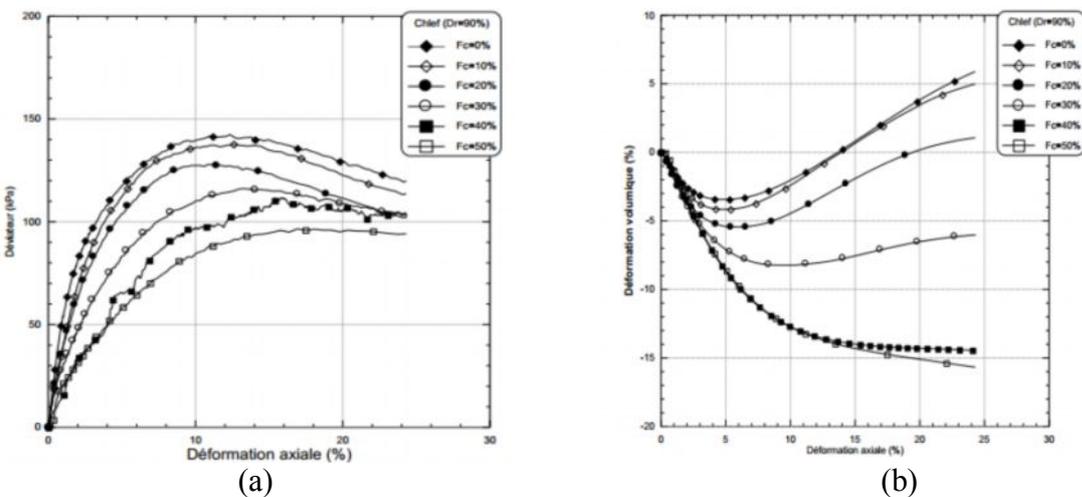
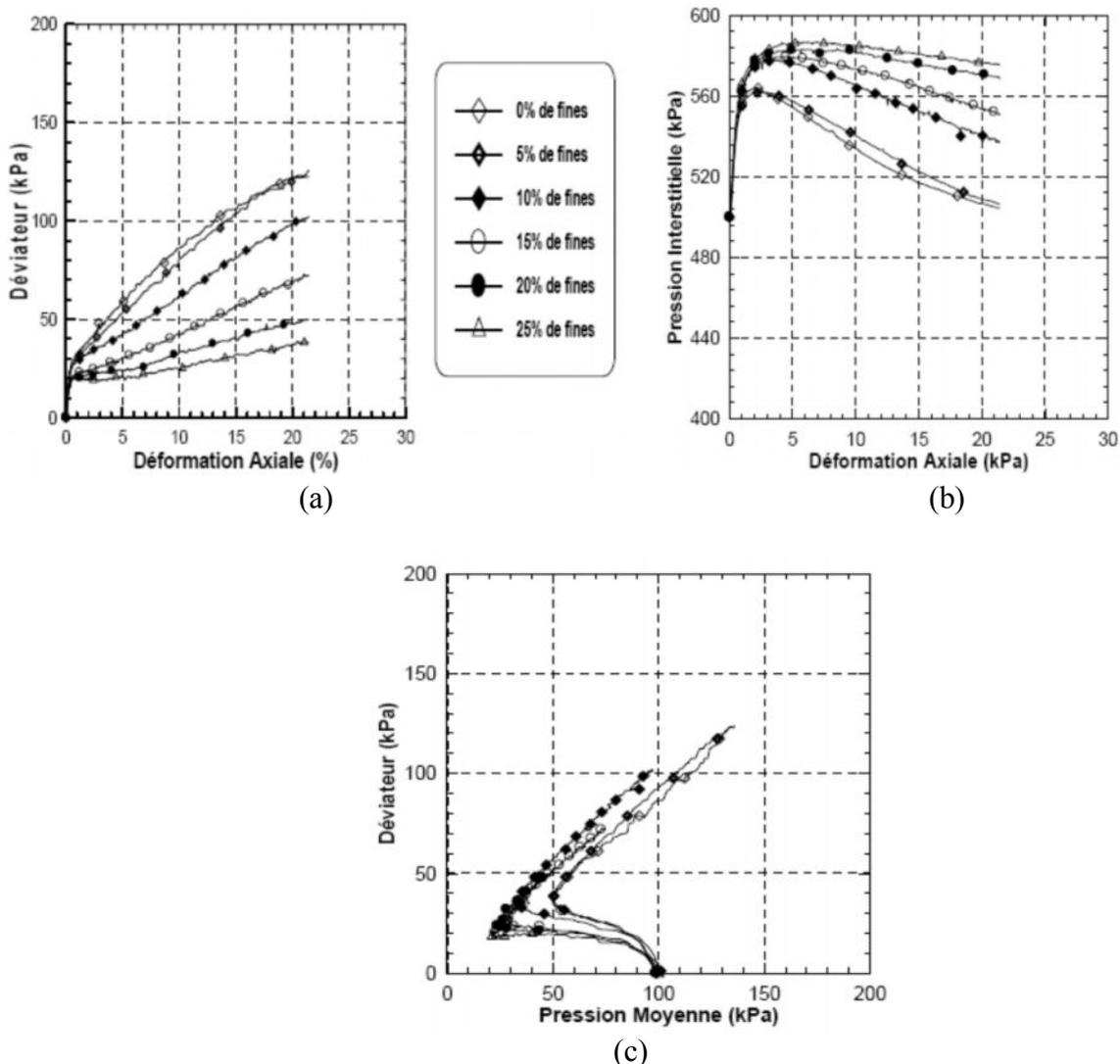


Figure 1.14: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée des mélanges sable-limon ( $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 90\%$ ) (Belkhatir et al 2010)

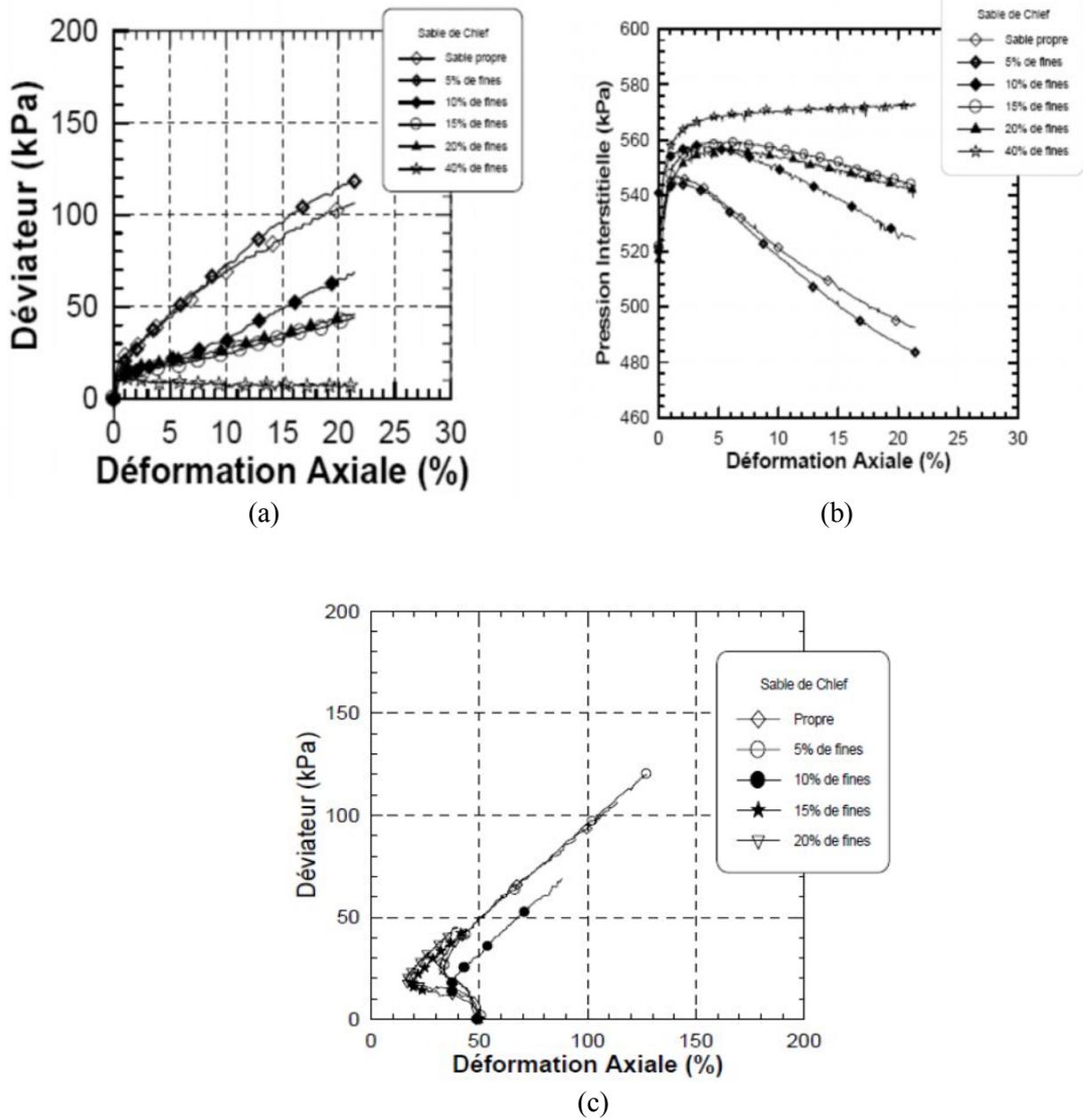
### 1.3.3.2. Essai non drainée

D'après Arab et al.2008, les figures 1.15 à 1.17 montrent les résultats des essais réalisés pour différentes des fractions des fines sur un mélange sable-limon à trois confinements (100, 50 et 20kPa). Les résultats de ces trois essais confirment ceux des essais drainés, à savoir que l'augmentation de la fraction des fines se traduit par une amplification de la pression d'eau (due à l'amplification de la contractance) et par conséquent par une réduction du déviateur mobilisé (résistance non drainée). Ce résultat est observé pour les trois confinements et pour les fractions des fines étudiées dont la valeur maximale est égale  $F_c = 50\%$ .

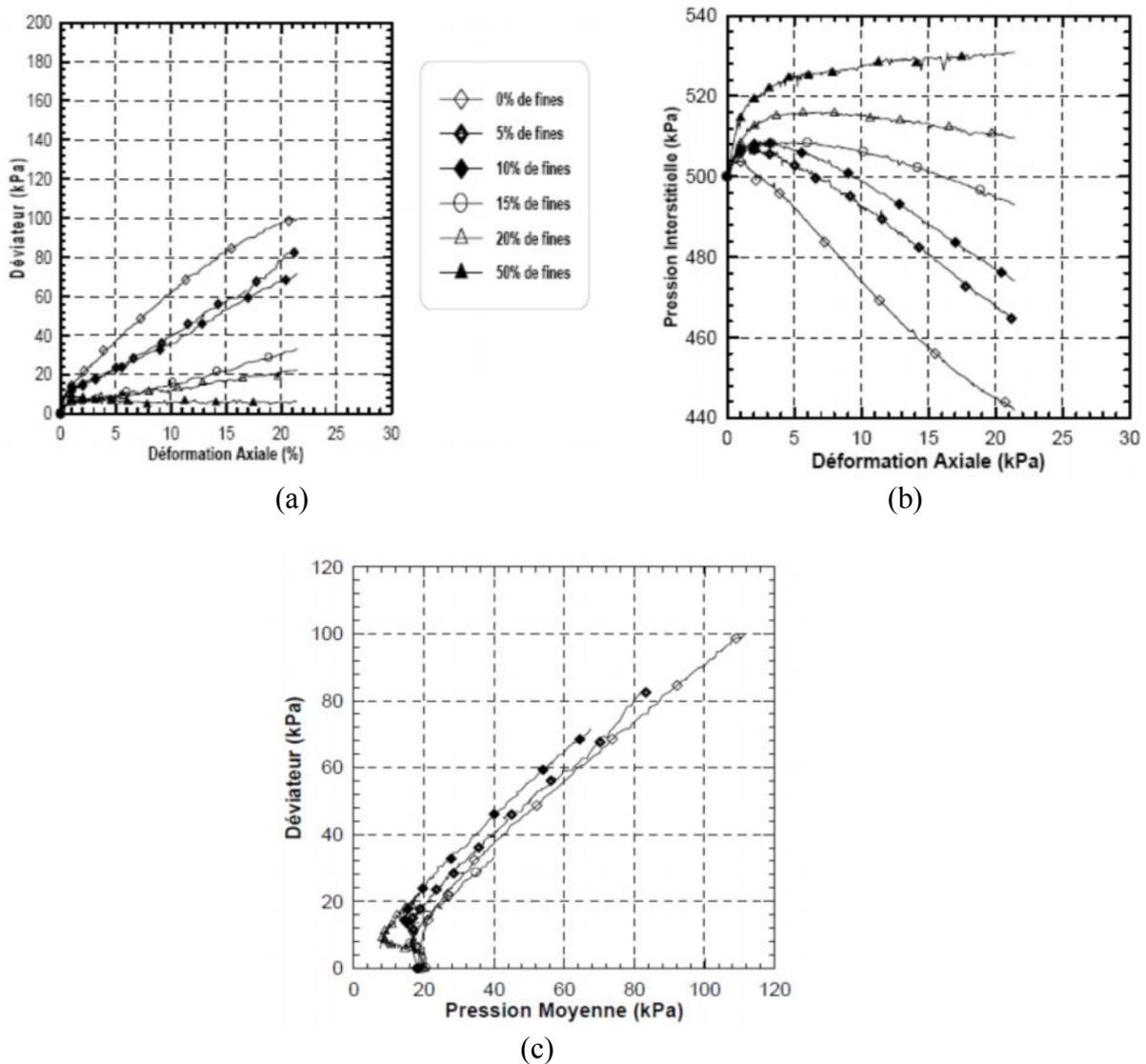
Le chemin de contrainte montre clairement le rôle des fines dans la diminution la résistance au cisaillement et la pression moyenne effective qui induit une augmentation de la pression interstitielle.



**Figure 1.15:** Influence de la teneur des fines sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$ ) (Arab 2008)



**Figure 1.16:** Influence de la teneur des fines sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 50\text{kPa}$ ) (Arab 2008)



**Figure 1.17:** Influence de la teneur des fines sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon ( $\sigma'_3 = 20 \text{ kPa}$ ) (Arab 2008)

D'après Belkhatir et al 2010 les figures 1.18, 1.19 et 1.20 montrent les résultats des essais non drainés réalisés pour différentes valeurs de la fraction des fines (entre 0 et 50%) à une pression de confinement initial de  $100 \text{ kPa}$  pour les trois états étudiés à savoir l'état lâche, moyennement dense et dense. On observe en général que l'augmentation de la fraction des fines conduites à une augmentation de la pression d'eau (Figures 1.18b, 1.19b et 1.20b). Cette augmentation résulte du rôle des fines dans l'augmentation de la contractance des mélanges observés lors des essais drainés. L'augmentation de la pression interstitielle induit une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent une réduction de la résistance à la liquéfaction des mélanges (déviateur au pic) comme le montre les figures 1.18a, 1.19a et 1.20a. Ces résultats sont en accord avec les observations de Shen et al. (1977) et de Troncoso et Verdugo (1985).

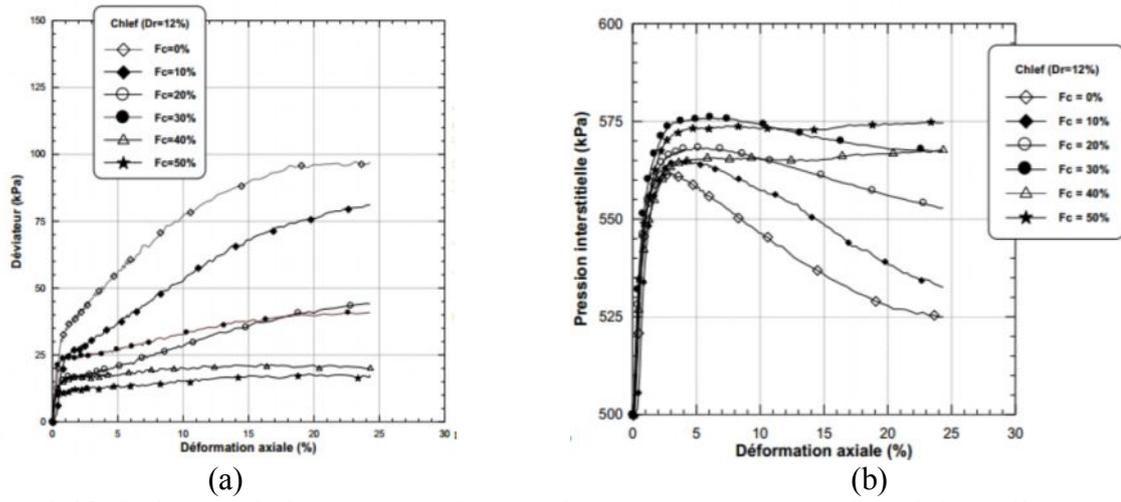


Figure 1.18: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable limon ( $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 12\%$ ) (Belkhatir et al 2010)

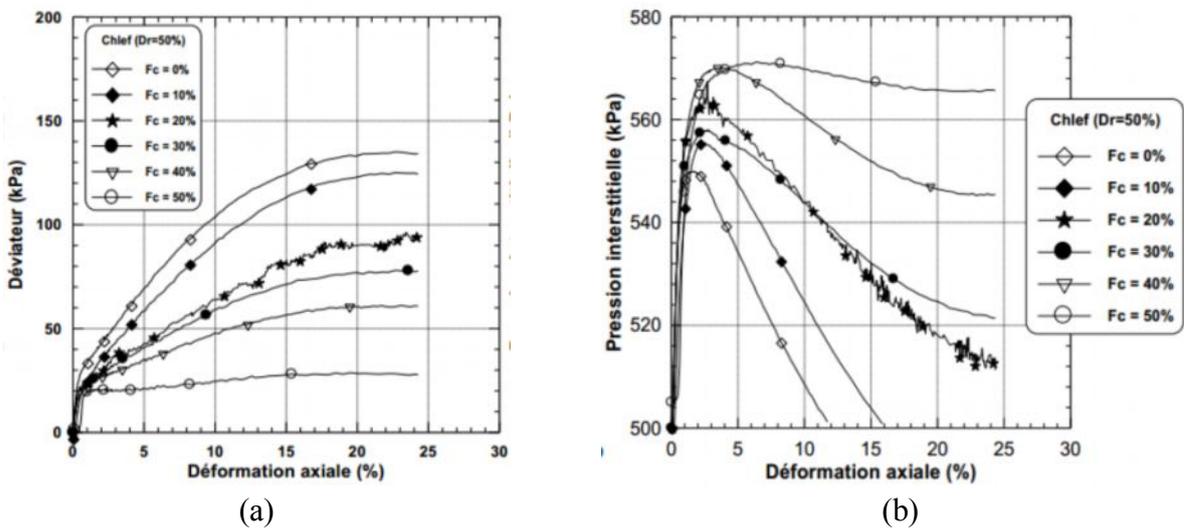


Figure 1.19: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon ( $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 50\%$ ) (Belkhatir et al 2010)

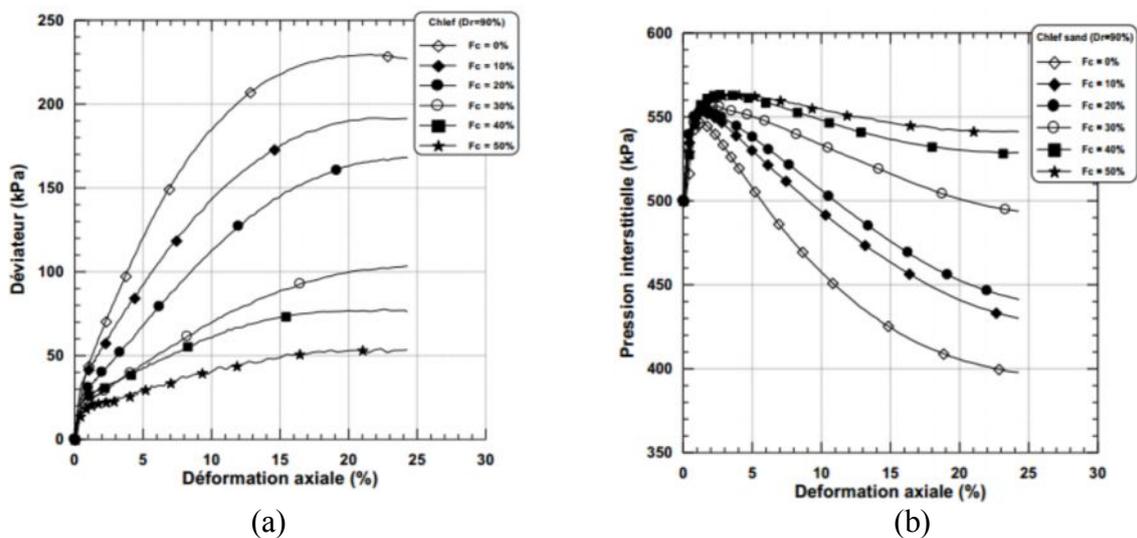


Figure 1.20: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon ( $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 90\%$ ) (Belkhatir et al 2010)

1.3.4. Influence de la surconsolidation

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takutsu 1979, Seed et al 1975, Seed et Peacock 1971). La figure 1.21 montre les résultats obtenus par Ishihara et al (1978) sur des sols ayant différentes teneurs en éléments fins. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente avec le rapport de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun, Bouferra (2000) a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles, alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait 6 (six) cycles pour obtenir la liquéfaction (Figure 1.22).

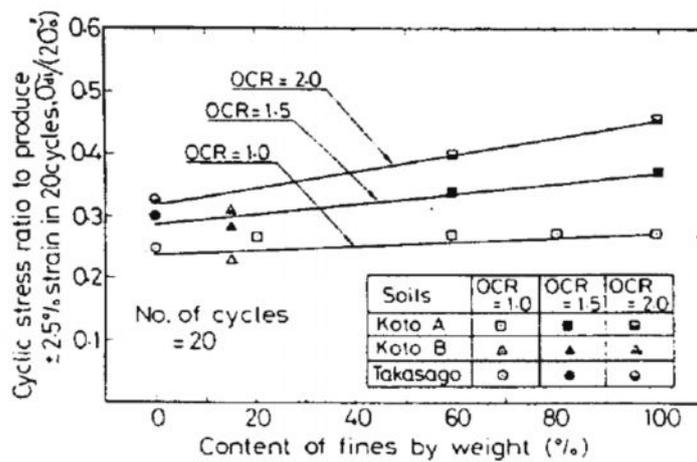


Figure 1.21: Influence de la sur consolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takutsu 1979)

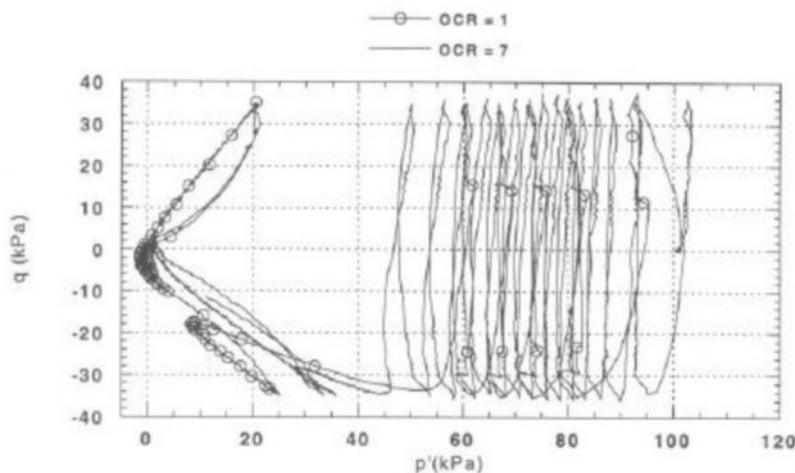
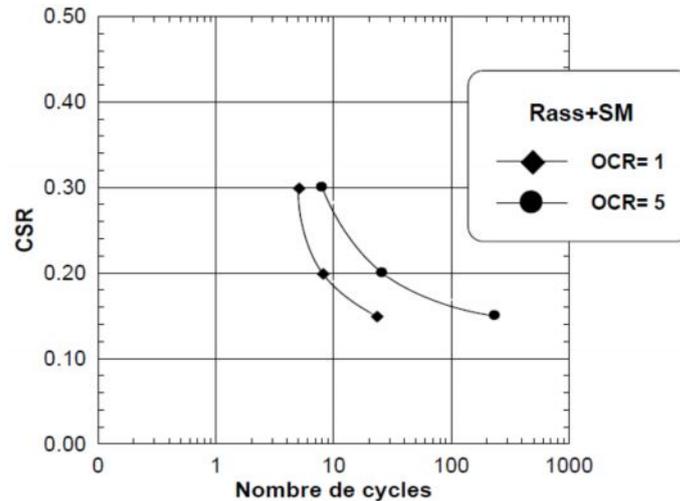


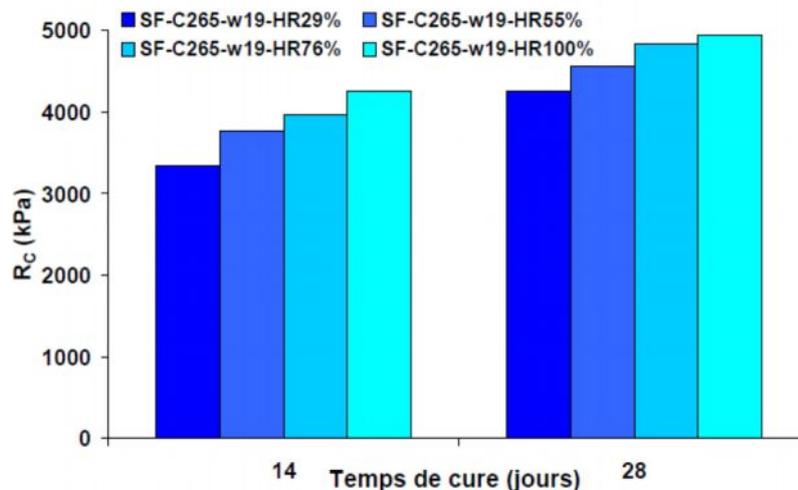
Figure 1.22: Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra et al.2000)

La figure 1.23 montre l'influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction. Elle confirme bien les résultats présentés ci-dessus par Arab (2008), à savoir que la surconsolidation du sol augmente leur résistance à la liquéfaction sur des échantillons de sable de Rass (Chlef). Ceci est dû au fait que la surconsolidation amplifie le caractère dilatant des sols, ce qui a pour effet d'atténuer le taux d'augmentation de la pression d'eau sous chargement non drainé.



**Figure 1.23:** Influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-limon Sidi M'hamed (SM) ( $F_c = 10\%$ ) (Arab 2008)

La figure 1.24 présente les résistances obtenues pour chacun de ces mélanges à 14 et 28 jours. On observe une chute constante et graduelle de la résistance avec la chute de l'humidité Relative. Cela peut s'expliquer par un problème d'hydratation du ciment: En effet, celle-ci ne Peut plus se faire de façon optimale et la résistance chute.



**Figure 1.24:** Comparaison des résistances obtenues à 14 et 28 jours en fonction des conditions de cure (Fabien Szymkiewicz 2011)

#### **1.4. Conclusion**

Ce chapitre consiste à étudier l'amélioration de la résistance des sols en utilisant les différents types des fines, tels que les fractions des fines plastiques et non plastiques. De nombreux essais ont été réalisés sur des mélanges sable-limon et sable argile permettant de connaître l'influence de la teneur en fines ainsi que la teneur en eau sur les caractéristiques des sols. Les résultats montrent qu'il existe des controverses pour la résistance à la liquéfaction. Tandis que le temps de cure a un rôle très important sur comportement mécanique des mélanges.

***Chapitre 2:***

***Effet des fines sur le comportement des sols***

## 2.1. Introduction

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

La résistance au cisaillement d'un échantillon, dépend de plusieurs paramètres. Parmi les principaux paramètres on peut citer : l'histoire des contraintes et des déformations, le degré de saturation, confinement, granulométrie, présence des fines. Ce dernier constitue un paramètre important dans le comportement des sables. Cependant, son effet sur la résistance au cisaillement reste lié à l'indice de plasticité des fines et soulève bien des divergences d'opinion.

## 2.2. Influence des fines sur le comportement d'un sol

Initialement, la recherche sur la liquéfaction a été axée sur les sables propres uniformes, ne contenant pas de fines (Seed et Idriss, 1971). Cependant, plusieurs évidences empiriques ressortant des observations suite à des liquéfactions qui se sont produites et dont les résumés de leurs résultats sont donnés dans le Tableau 2.1. Les caractéristiques des sols liquéfiés montrent clairement l'influence des fines sur leurs comportements vis-à-vis de ce phénomène.

Année	Lieu	Sources	Caractéristiques des sols liquéfiés
1907	Wachusett (Etat unis)	Olsen et al. (2000)	Environ 5-10% de limon
1964	Niigata (japon)	Kishida (1969)	70% de fines et 10% de fraction d'argile
1968	Tokachi (Japon)	Tohno et Yasuda (1981)	90% de fines et 18% de fraction d'argile
1971	San Fernando (E.U)	Seed et al. (1989)	Sables limoneux
1974	Alberta (canada)	Plewes et al. (1989)	Liquéfaction statique avec 10-15% de teneur en fines
1976	Tangshan (Chine)	Wang (1979)	20% de fraction d'argile
1978	Mochikoshi (Japon)	Ishihara et al. (1990)	Sable limoneux ( $F_C \approx 50\%$ fines)
1983	Idaho (E.U)	Youd et al. (1985)	70% de fines et 20% de fraction d'argile
1983	Nerlerk (canada)	Sladen et al. (1985)	Liquéfaction statique du sable limoneux du remblai de Nerlerk (12% de fines)
1991	Sullivan (Canada)	Davies et al. (1998)	Liquéfaction statique d'un sable limoneux ( $F_C > 50\%$ )
1993	Hokkaido (Japon)	Miura et al. (1995)	48% de fines et 18% de fraction d'argile
1994	Merriespruit (A. de sud)	Fourie et al. (2001)	Liquéfaction statique d'un sable limoneux ( $F_C > 50\%$ )
1999	Chichi (Taiwan)	Ku et al. (2004)	Teneur en fines de 36% à 53%
1999	Adapazari (Turquie)	Bray et Sancio (2006)	70% fines avec une plasticité de 0 à 25
2009	Olancha (E.U)	Holzer et al. (2010)	Teneur en fines de 15±8%
2010	Christchurch (N. Zélande)	Ward et al. (2010)	Fines grises d'un sable limoneux

**Tableau 2.1:** Observations et résultats des sols susceptibles à la liquéfaction

Des études en laboratoire ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Amini et Qi 2000; Seed et al. 1985; Belkhatir et al. 2012, 2013), tandis que d'autres résultats montrent qu'elle diminue la résistance à la liquéfaction des sables (Lade et Yamamuro, 1997; Zlatovic et Ishihara, 1997; Chien et al. 2002; Xenaki et al. 2003; Bayat et al. 2014; Rahman et al. 2014). D'autres ont trouvé que la résistance à la liquéfaction

diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines puis elle réaugmente avec l'augmentation de cette teneur (Bouferra et Shahrour, 2004; Polito et al. 2001; Wang 2010; ChoySoon Tana et al. 2015).

Le rôle des fines par rapport au potentiel des sols à la liquéfaction est un sujet très étudié, mais les résultats des recherches sont controversés. D'après ces recherches, la présence des fines peut soit augmenter ou diminuer la susceptibilité à la liquéfaction. Les chercheurs ont lancé leurs recherches pour caractériser les effets des fines sur le comportement des sols vis à vis de ce phénomène. Suite aux séismes de Haichang en 1975 et celui de Tangshan en 1976, Wang (1979) a pu établir des critères pour identifier la susceptibilité des sols à la liquéfaction. Les critères chinois ont connus des révisions et des modifications dont le processus d'évolution a été résumé par Marto et Tan (2012). Néanmoins, des nouvelles preuves montrent une certaine insuffisance et une déviation de ces critères chinois vis-à-vis de la présence des fines. Beaucoup d'interrogations sont émises concernant ces critères et de nombreux chercheurs ont signalé la nécessité de les réexaminer dans un contexte plus large (Prakash et Puri, 2010). La plupart des chercheurs ont préféré s'en tenir à l'hypothèse de départ qui est la limite d'Atterberg et qui est considérée comme le meilleur indicateur pour identifier la susceptibilité des sols à la liquéfaction. Le Tableau 2.2 récapitule le développement des critères de la susceptibilité à la liquéfaction depuis l'introduction des critères chinois en 1979.

Chercheurs	Critères			
	Fraction d'argile (%)	Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau
Wang (1979)	15 - 20	21-35	4-14	> 0.90
Seed et Idriss (1982)	< 15	< 35	-	> 0.90
El Hosri et al. (1984)	< 20	-	< 10	-
Finn (1991)	< 20	< 33.5	< 13	> 0.87
Youd (1998)	-	< 35	< 7	-
Andrew et Martin (2000)	< 10	< 32	-	-
Polito (2001)	-	< 25	< 7	-
Seed et al. (2003)	-	< 37	< 12	> 0.80
Bray et Sancio (2006)	-	-	< 12	> 0.85
Muhunthan et Worthen (2011)	Caractérisation à travers le diagramme de stabilité ( $\eta$ , LLs)			
Lee et al. (2013)	Notion de phase introduite, basée sur le changement de la teneur en eau			

**Tableau 2.2:** Evolution des critères de susceptibilité à la liquéfaction

$F_{thre}$  est le seuil des fines dans le mélange ou le contenu transitoire des fines qui caractérise la prédominance du comportement des fines. Ainsi, la valeur de  $F_{thre}$  est définie par le point où la tendance du comportement s'inverse avec une augmentation de la teneur en fines.

La figure 2.1 proposée par Lade (2012) montre le comportement de transition des structures hétérogènes (sable-fines) entre une dominance des sables ou de fines. Il est important de mentionner que le comportement des mélanges sables-fines est en fonction de la valeur de la teneur en fines

Fthre. Plusieurs valeurs de Fthre ont été proposées, mais la plupart des chercheurs (Derakhshandi et al., 2008) ont conclu que la teneur en fines ne doit pas dépasser 30%. Les observations précédentes in-situ ont montré une harmonie avec cet argument car la plupart des sols qui ont liquéfié avaient une teneur en fines inférieure à 30%.

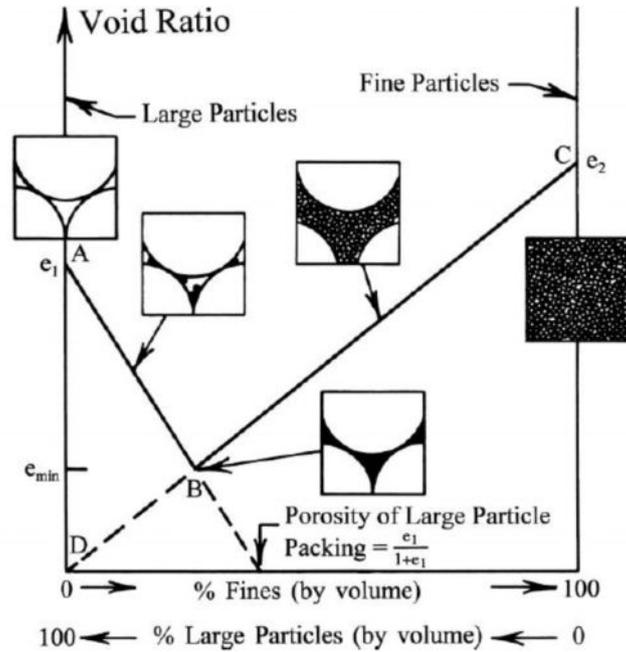


Figure 2.1: Diagramme schématisant les valeurs limites de la teneur en fines (Lade, 2012)

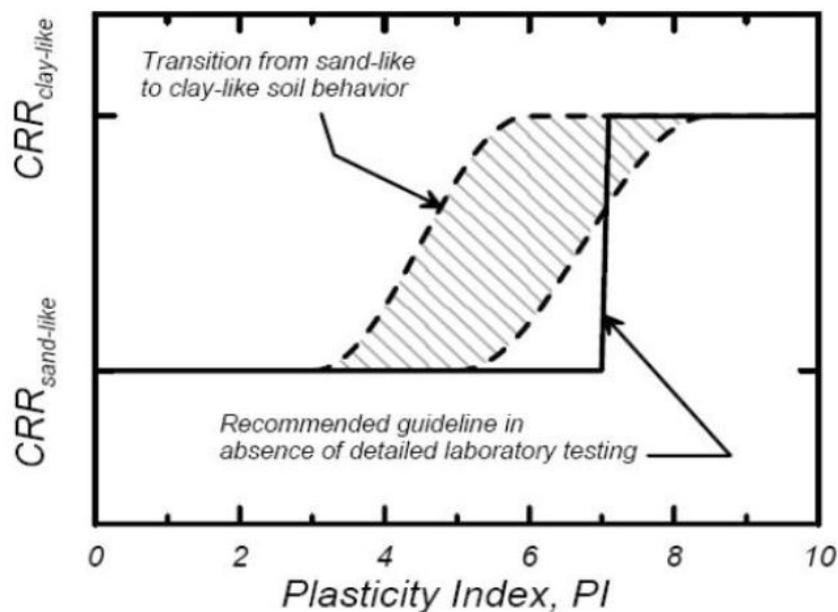
Néanmoins, les recherches actuelles suite aux essais en laboratoire et les explorations sur site sont un peu conflictuel (Tableau 2.3).

Relations (quand la teneur en fines croît)	Année	Chercheurs	Domaine de recherche/ résultats/ remarques
Plus liquéfiable	1997	Lade et Yamamuro	Présence des fines crée une structure très compressible
	2009	Beroya et al.	Minéraux argileux contrôlent le comportement cyclique
Moins liquéfiable	2001	Youd et Idriss	Graphe empirique globalement utilisé
	2006	Gratchev et al.	Démontrent l'influence de la plasticité
	2010	Maheswari et Patel	Effet de la teneur en limon dépend de la densité relative
	2013	Chen et Xiao	Analyse après le séisme de 2008
Transition de plus à moins liquéfiable	2010	Abedi et Yasrobi	Teneur en fines critique de 10% à 15%
	2011	Baziar et al.	Transition des fines de 10% à 15%
	2012	Lade	Localisation initiale des fines est le facteur principal
	2012	Wang et al.	Recherche seulement sur la fraction d'argile

Tableau 2.3: Résumé des résultats sur les relations entre les fines et la susceptibilité à la liquéfaction

Les informations obtenues actuellement regroupent les fines plastiques et non plastiques dans la même catégorie des sols granuleux fins sans prendre en considération l'effet de la cohésion dans leurs comportements. Cela peut fausser l'interprétation des résultats car le comportement des contraintes et de la résistance des limons varie de ceux des argiles.

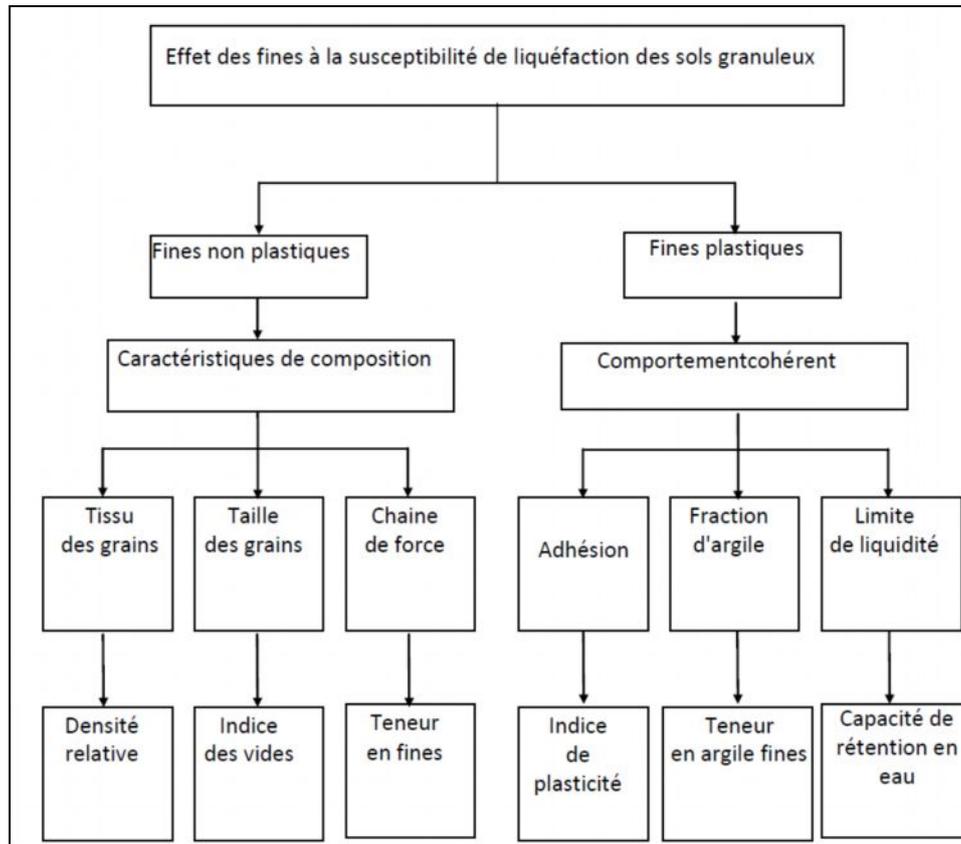
La figure 2.2 illustre le comportement de transition des sols granuleux fins. Le comportement type des sols granuleux peut être classé comme similaire au sable ou similaire à l'argile à partir de la valeur limite de l'indice de plasticité qui est égale à 7 (Boulangier et Idriss, 2006). Par conséquent, deux points doivent être bien distingués afin d'expliquer ces tendances apparemment contradictoires, l'effet des fines non plastiques qui influencent la composition de la structure et l'effet des fines plastiques qui maintiennent la pression interstitielle.



**Figure 2.2:** Comportement de transition type des sols granuleux de similaire au sable au similaire à l'argile (Boulangier et Idriss, 2006)

De nombreux chercheurs ont étudié l'effet des fines non plastiques tandis que d'autres ont examinés la manière dont les fines plastiques influencent la susceptibilité à la liquéfaction mais ces recherches s'avèrent légèrement conflictuelles. Une discussion sur les divergences constatées dans la littérature sera donnée sans viser d'établir une harmonisation entre les différentes études. Les résultats des recherches similaires sont regroupés en conséquence sur l'organigramme de la figure 2.3. Des recherches en laboratoire ont étudié l'influence de la teneur en fines à travers les caractéristiques du sol telles que l'indice des vides, densité relative, etc. Certaines études ont conclu que la présence de fines diminue le potentiel à la liquéfaction tandis que d'autres ont conclu le contraire. Ces

conclusions controversées (Yamamuro et Lade, 2012) sont dues essentiellement à la grande variation de la base des données et particulièrement les caractéristiques du sol étudiées.

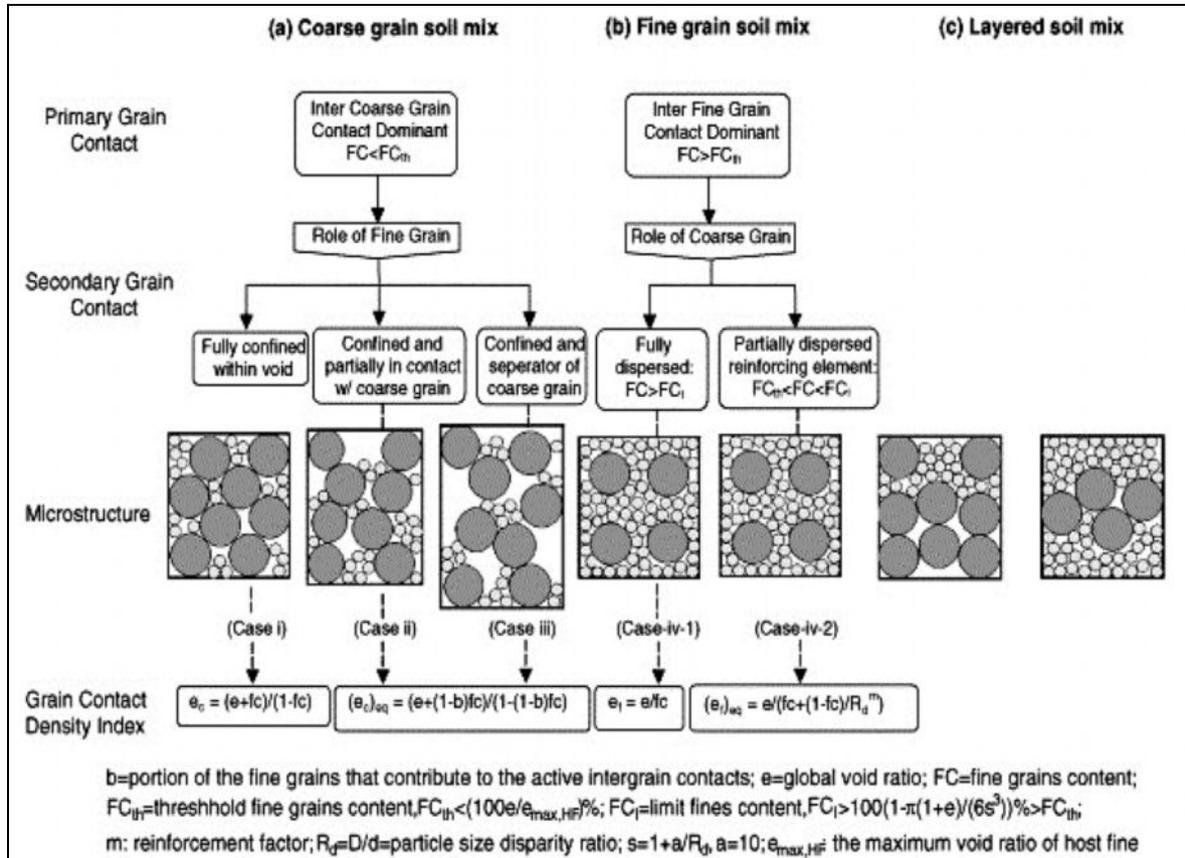


**Figure 2.3:** Vue d'ensemble du rôle des fines à la susceptibilité de liquéfaction des sols

Un des exemples classiques est le limon. Il se situe entre les sols à haute susceptibilité à la liquéfaction (sable) et les sols non susceptibles à la liquéfaction (argile). Les observations au laboratoire et celles sur le terrain sont complètement opposées. Au laboratoire, la présence de limon crée une structure exceptionnellement élevée en grains compressibles sous faibles pressions de confinement (Lade et Yamamuro, 1997). Le comportement contractif est plus apparent avec une augmentation de la teneur en limon ce qui signifie qu'il est plus liquéfiable que le sable propre lui-même. D'autre part, la courbe empirique établie suite aux essais standards de pénétration in situ (Seed et Idriss, 1971) a montré que le mélange sable-limon a une plus haute résistance à la liquéfaction que le sable propre. Bien que la courbe a été reproduite et révisée avec des données supplémentaires, il n'existe pas d'explication claire pour décrire cette divergence.

Le tissu des grains est un indicateur de la présence des fines dans les sols. Les chercheurs ont conclu qu'il existe une teneur en fines critique ( $F_{cr}$ ) où les grains fins se comportent comme le sable (Baziar et al. 2011). D'autre part, Thevanayagam et Martin (2002) ont mis au point un système de classification des sols afin de définir la microstructure des sols à matrice de sable (Figure 2.4).

Il existe quatre cas pour décrire la microstructure du mélange sable-fines à travers ces diagrammes de phases. L'ajout des particules fines contribue au remplissage des vides intergranulaire entre les grains du sable et aussi à la formation des contacts métastables entre les grains, ce qu'il va desserrer le squelette du sable.



**Figure 2.4:** Classification de tissu de grain dans les sols de la matrice de sable (Thevanayagam et Martin, 2002)

L'emplacement initial des particules fines dans les grains de sable joue un rôle important dans le comportement contrainte-déformation (Lade, 2012). Théoriquement, les différentes méthodes de dépôt produisent des spécimens qui maintiennent la compressibilité des contacts de grain de la structure variable jusqu'au temps où le cisaillement commence, avec la même teneur en fines et la même densité. Les mélanges sable-fines peuvent être déposés dans la configuration dense qui est plus dilatante, ou moins liquéfiable ou vice versa. Il existe plusieurs méthodes de dépôt comme celle du dépôt sec à l'entonnoir, de la sédimentation sous l'eau, du dépôt par damage humide, etc. Compte tenu de la variation de la taille des grains qui crée des vides entre eux, l'addition des fines modifie la chaîne interne des forces intergranulaires. Les caractéristiques techniques du sol, tels que le comportement contraintes-déformations et la résistance à la liquéfaction dépendent des forces de la chaîne qui sont créés par les contacts intergranulaires (sable-fines).

Si les fines remplissent les vides entre les grains du sable, la configuration dense sera formée. Les particules fines ont tendance à se coller les unes aux autres de telle façon que le grain grossier produit leurs forces de frottement (Yamamuro et Lade 2012) et donc augmenter la résistance à la liquéfaction. À l'opposé, les grandes particules fines non plastiques ne s'insèrent pas facilement dans les petits vides intergranulaire. Ces fines situées entre les grains du sable non seulement augmentent la compressibilité du sol, mais aussi délocalisent les grains du sable et par conséquent, les fines se détachent d'une manière significative du squelette du sable et ces sols auront plus tendance à se liquéfier. Le Tableau 2.4 collecte les différentes définitions des indices de vides utilisés dans la littérature.

Indice de vides	Définition	Remarques
Global	$e = \frac{V_s}{V_v}$	Le rapport du volume des vides au volume total
Squelette	$e_{\text{skeleton}} = \frac{V_T G_s \rho_w - (M - M_F)}{M - M_F}$	Vides créés par le squelette du sable, le comportement est contrôlé par le squelette du sable seulement
Intergranulaire	$e_s = \frac{e + (F_c/100)}{e - (F_c/100)}$	Les fines remplissent les vides mais elles ne sont pas prises en compte
Equivalent	$e^* = \frac{e + \alpha F_c}{1 - \alpha F_c}$	une fraction de fines participe dans la chaîne de force

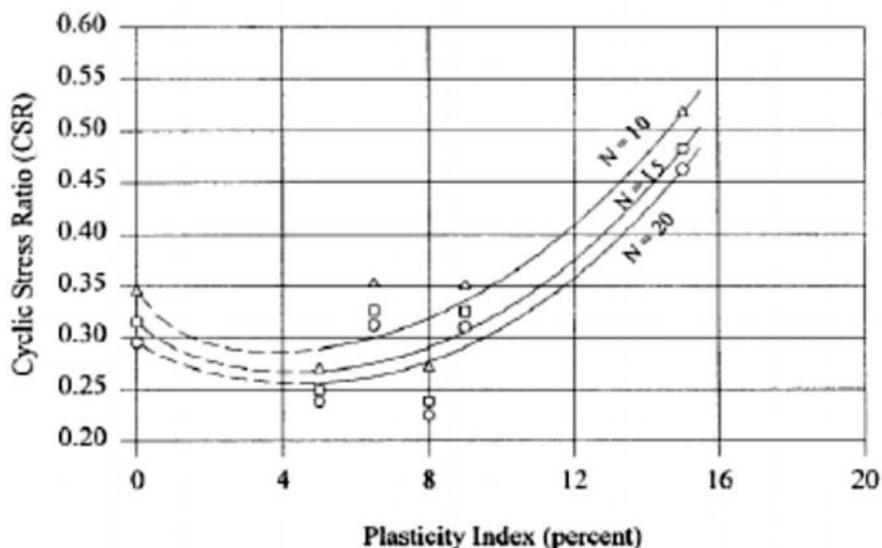
**Tableau 2.4:** Différentes définitions des indices de vides

La teneur en fines plastiques est l'indicateur principal de la susceptibilité à la liquéfaction des sols de la matrice du sable. En général, l'addition des matériaux plastiques dans les sols de la matrice du sable peut produire deux comportements opposés: (1) Réduction de la perméabilité et par conséquent une augmentation du taux d'accumulation de la pression interstitielle ou (2) le développement d'un caractère plus cohésif, d'où l'augmentation de la résistance à la liquéfaction.

Jusqu'à ce jour, les recherches sur la liquéfaction des sols argileux font encore défaut alors que la majorité de ces recherches se concentrent uniquement sur les sols kaoliniques. Il est évident et d'après les recherches précédentes que la force de liaison des montmorillonites est plus forte que la liaison de la kaolinite. Et c'est pour cette raison que la kaolinite est moins résistante à la liquéfaction comparée à l'illite et la montmorillonite (Beroya et al, 2009). Moss et Chen (2008) ont utilisés de différentes approches pour conclure que l'indice de plasticité ( $W_p$ ) peut être un bon indicateur de la susceptibilité à la liquéfaction. Gratchev et al. (2006) ont donné trois avantages pour l'utilisation de cet indice de plasticité qui sont la simplicité, la mesurabilité et la validité.

Beaucoup de recherches ont été effectuées sur l'influence de la plasticité sur la résistance à la liquéfaction et diverses valeurs seuils d'indice de plasticité ont été proposées. Perlea (2000) a examiné les sols argileux plastiques de plusieurs sites suite à des séismes en Chine et il a constaté que les sols susceptibles à la liquéfaction ont un indice de plasticité compris entre 4 à 14. Seed et al. (2003) ont conclu que pour  $I_p \leq 10$ , le sol est susceptible à se liquéfier tandis que pour  $10 < I_p < 12$  le sol rentre dans une gamme incertaine. Cependant, les valeurs seuils de ces indices de plasticité restent variables jusqu'à présent.

La conclusion la plus commune sur la relation entre la résistance à la liquéfaction et la plasticité est une courbe hyperbolique positive (Figure 2.5). Cette relation est validée par un ensemble d'essais au laboratoire sur des échantillons reconstitués et non remaniés, l'intervalle de la plasticité critique où la résistance à la liquéfaction est la plus basse se situe entre 4 à 5 (Guo et Prakash, 2000). En outre, Gratchev et al. (2006) ont introduit le concept de "pont d'argile" pour expliquer cette relation hyperbolique en utilisant une analyse micro-tissu de la structure.



**Figure 2.5:** Susceptibilité à la liquéfaction en fonction de la plasticité des fines (Guo et Prakash, 2000)

Des études récentes montrent une certaine divergence dans les résultats observés. Sous un pourcentage de fines constant de 10%, les résultats montrent que les sols de la matrice du sable sont plus liquéfiables quand l'indice de plasticité augmente (Park et Kim, 2012). En outre, les observations après le séisme de Wenchuan en 2008 montrent une relation proportionnelle entre l'indice de plasticité et la résistance cyclique au cisaillement des sols argileux (Chen et Xiao, 2013). La dépendance sur l'indice de plasticité seul est insuffisante si les autres facteurs influents ne sont pas pris en compte (la minéralogie de l'argile, le comportement de la microstructure, la chimie de l'eau interstitielle, etc.). La résistance à la liquéfaction diminue en premier lieu avec l'addition des

fines plastiques, puis elle augmente en cas de dépassement en poids d'un certain pourcentage de fines. Les zones de transition pour les sables limoneux ont été rapportées différemment, mais la plupart des résultats montrent qu'elles se produisent entre 15% et 35% de teneur en fines plastiques (Ghahremani et Ghalandarzadeh, 2006). Ces zones de transition critique varient selon le type du sol étudié (granulométrie, caractéristiques intrinsèques, etc.).

Derakhshandi et al. (2008) ont effectué des déformations sous des essais triaxiaux cycliques contrôlés pour étudier l'effet des fines plastiques sur la génération de la pression interstitielle des sols à matrice de sable. Les résultats montrent que les échantillons ayant de 0% à 20% de fines plastiques ont plus de capacité de rétention d'eau comparée aux sables propres. Cependant, la génération de la pression interstitielle diminue lorsque les échantillons ont plus de 30% en teneur de fines plastiques. La génération de la pression interstitielle pour une teneur en argile inférieure à 20% est plus élevée car la teneur en argile diminue la conductivité de la perméabilité dans les sols à matrice de sable. Et contrairement, la présence des teneurs élevées en argile contribue seulement aux instabilités locales au sein de la structure granulaire.

La capacité d'orienter l'eau de rétention sur les surfaces des grains a marqué la différence du comportement cyclique des différents minéraux utilisés dans les essais. Les deux plans basiques de montmorillonite contribuent à des bonnes orientations d'eau en comparaison avec la kaolinite qui possède un seul plan de base. En raison de sa dimension assez grande, l'illite a une capacité d'absorption inférieure à la montmorillonite malgré leurs structures identiques.

En général, il existe encore une incohérence entre les critères des différents chercheurs concernant l'influence des fines sur la susceptibilité des sols à se liquéfier. De même pour les critères chinois qui s'appuient uniquement sur des interprétations simples issues des observations de quelques séismes survenus. Dernièrement, les chercheurs ont commencé à introduire les différents états de sols basés sur leurs propre définition pour décrire le comportement à la liquéfaction des sols en incluant l'état critique, l'état d'équilibre de déformation, l'état quasi-stable, l'état d'instabilité, etc.

### **2.2.1. Effet des fines sur l'indice des vides de consolidation**

Pitman et Roberston (1994) ont réalisé des essais triaxiaux sur du sable d'Ottawa (C-109) mélangé avec des fines plastiques (Kaolin) et non plastiques (sable fin concassé 70-140 Silica). La figure 2.6 montre les variations d'indice des vides durant la consolidation avec l'augmentation de la fraction des fines pour trois séries. Les diverses courbes représentent les différents niveaux de contrainte des échantillons à la fin de la phase de consolidation, les échantillons ont été préparés avec un indice des vides constant. On observe un changement prononcé pour le sable mélangé avec du Kaolin par

rapport au sable concassé 70-140 Silica. Ce comportement peut être expliqué par le fait que le Kaolin est plus compressible, et, pouvant se déformer autour des grains de sables incompressibles (Ottawa Sand) et permettra un arrangement plus étroit du mélange de sable- fines. La courbe de variation d'indice des vides en fonction de la teneur fines pour le sable fin 70-140 Silica est presque horizontale, cela peut être expliqué par le fait que les échantillons ont subi peu de changement de volume pendant la saturation et les étapes de consolidation; on note aussi que l'indice des vides initial et après consolidation sont les mêmes. Il est à noter que l'indice des vides de consolidation ( $e_c$ ) est supérieur à l'indice des vides maximal pour le sable fin 70-140 Silica ( $e_{max}$  étant déterminé avec une teneur supérieure à 10% de fines). Il est à noter que l'indice des vides après saturation diminue avec l'augmentation des fines jusqu'à une valeur de 20% et il augmente pour des valeurs plus grandes de teneur en fines. La valeur minimale de l'indice des vides coïncide avec l'apparition du début de changement du comportement du sol dont la matrice est contrôlée principalement par les fines.

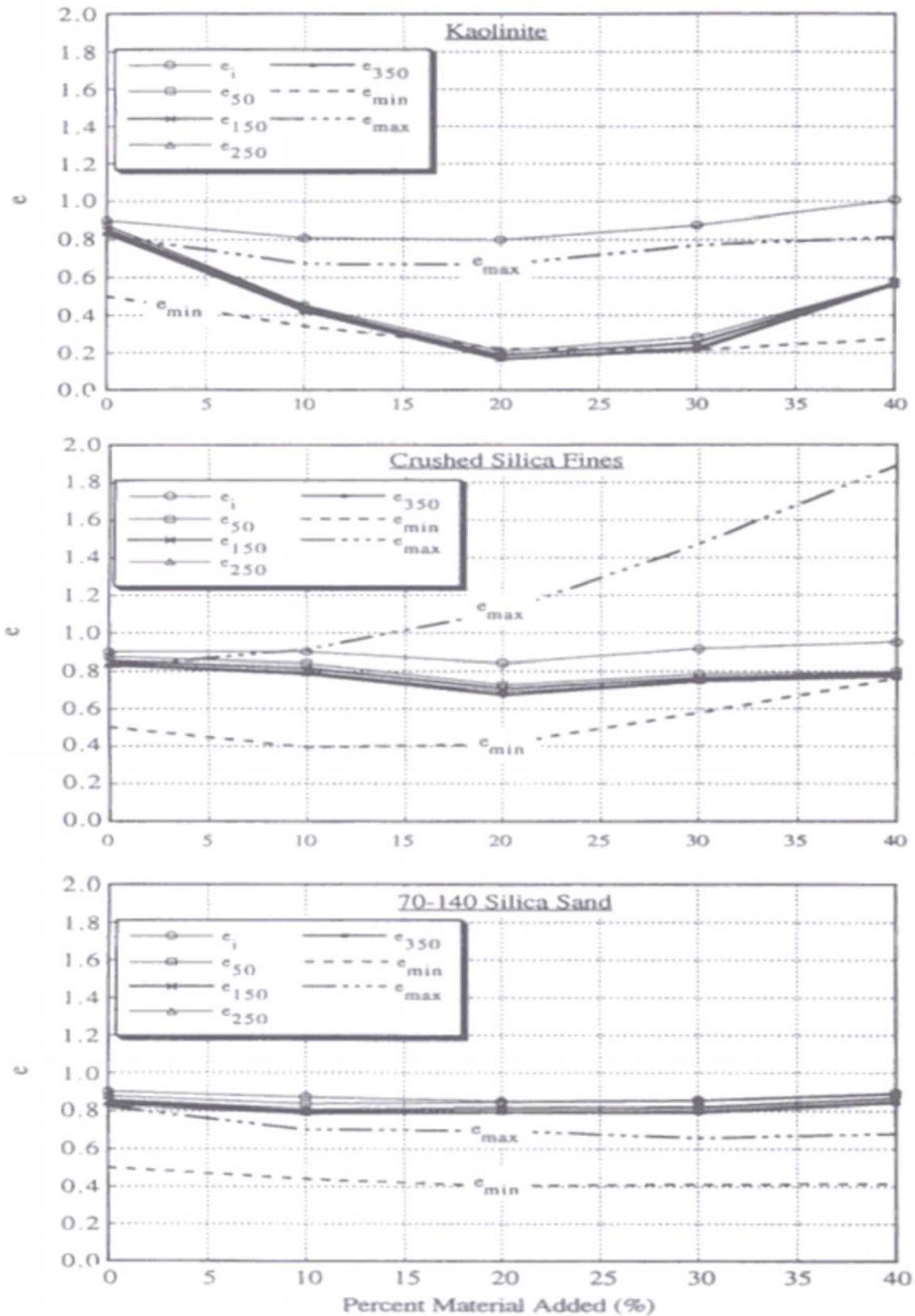
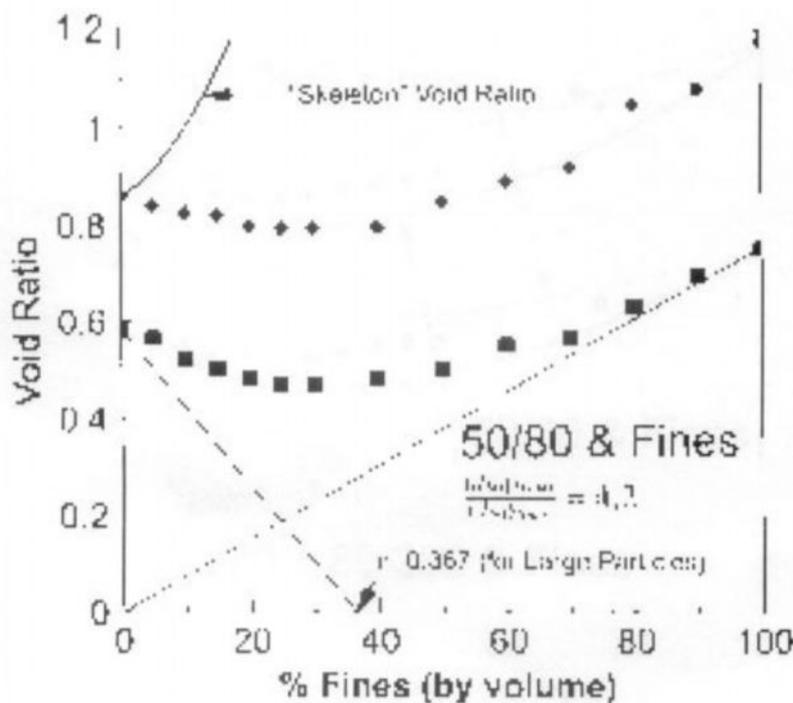


Figure 2.6: Variation de l'indice des vides durant la consolidation en fonction de la teneur en fines (Pitman et Roberston 1994).

### 2.2.2. Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal ( $e_{\min}$ et $e_{\max}$ )

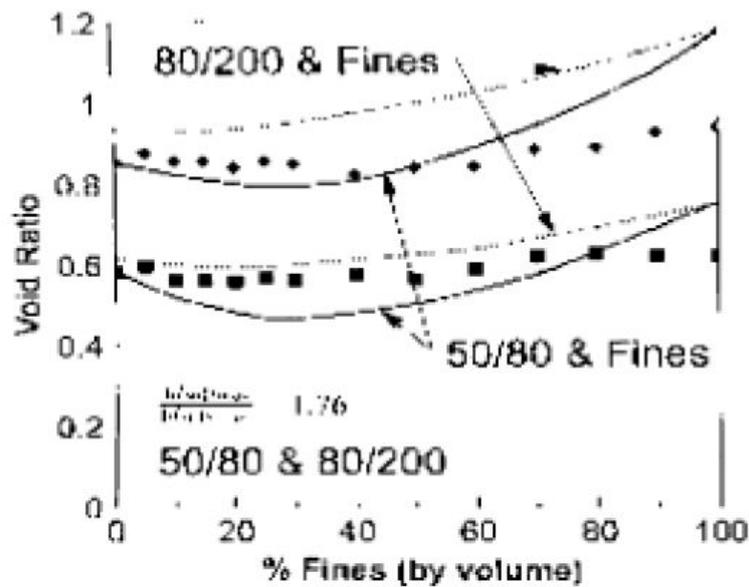
En étudiant les propriétés du sable de Brenda, Kuerbis et al. (1988), trouvent que les indices des vides  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$  d'un sable limoneux diminue avec l'augmentation de la teneur en fines de 0-20%. Le taux d'augmentation de ces indices diminue à l'approche de 20% de fines, Kuerbis et al. (1988) et Lade et Yamamuro (1997) avaient observé que  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$  augmentent même quand la teneur en fines excède 25%.

Lade et Yamamuro (1998) en réalisant des essais triaxiaux sur du sable de Nevada et Cambria qui ont été mélangés avec des fines non plastiques avec une teneur de 0 à 100%. L'indice des vides  $e_{\max}$  augmente considérablement à faibles pourcentages de fines (Figure 2.7). Ceci indique que les grosses particules sont poussées à part par les petites particules coincées entre elles; d'où création d'une structure de particule instable qui se liquéfie facilement sous cisaillement statique; ce comportement a été discuté par Lade et Yamamuro (1997).



**Figure 2.7:** Variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en fines (Lade et Yamamuro, 1998).

La figure 2.8 montre la variation des indices des vides des mélanges des sables de Nevada 50/80 et 80/200 en fonction de la teneur en fines (Lade et Yamamuro, 1998). On note que le rapport de diamètre est relativement faible, la chute de deux indices des vides n'est pas prononcée. On remarque que la forme des courbes est semblable. La seule différence entre ces deux courbes est les valeurs de l'indice des vides extrêmes qui sont différentes pour les petites particules.



**Figure 2.8:** Variation de l'indice des vides minimal et maximal pour les sables de Nevada 50/80 et 80/200 en fonction de la teneur en fines. (Lade et Yamamuro, 1998)

**2.2.3. Effet des fines sur l'indice des vides intergranulaire**

Selon différents auteurs (Kenny 1977; Mitchell, 1993), le comportement d'un mélange sable-limon dépend de l'indice des vides intergranulaire ( $e_s$ ):

$$e_s = \frac{V_v + V_f}{V_s} \dots\dots\dots(1)$$

- $V_v$  = Volume des vides
- $V_f$  = Volume des fines
- $V_s$  = Volume des grains solides

Quand les masses spécifiques du limon et du sable sont très proches, cet indice ( $e_s$ ) peut être déterminé en fonction de l'indice des vides global ( $e$ ) et de la fraction des fines ( $F_c$ ) par l'expression (Thevanayagam 1998):

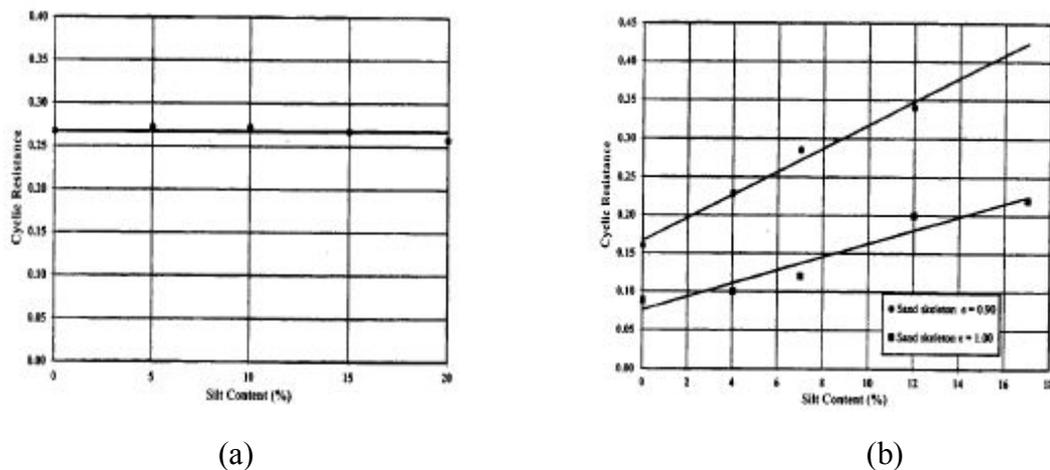
$$e_s = \frac{e + (F_c / 100)}{1 - (F_c / 100)} \dots\dots\dots(2)$$

**2.2.4. Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction en termes d'indice des vides granulaire**

Finn et al. (1994) avait reporté que la résistance à la liquéfaction est indépendante de la teneur en fines. Plusieurs études ont montré que la résistance au cisaillement cyclique (CSR) est étroitement liée à l'indice des vides du squelette du sable. Troncoso et Verdugo (1985) trouvent qu'à un indice des vides du squelette constant, la résistance à la liquéfaction est constante avec l'augmentation de la teneur en fines. Shen et al. (1977), Kuerbis et al. (1988), et Vaid (1994), cependant, avait montré

qu'à indice des vides constant du squelette la résistance à la liquéfaction d'un sable ne reste pas constante, mais elle augmente avec l'augmentation de la teneur en fines. Le seuil de la teneur en fines est la transition du passage d'une matrice à prédominance sable à matrice d'éléments fins où les grains de sable sont suspendus avec un léger contact entre eux. Polito (1999) a défini la limite de teneur en silt comme étant le point de transition en dessous duquel la structure d'un sol est principalement constituée de grains d'éléments fins (limon) contenus dans une matrice de sable et au-dessus lequel le grain de sable est suspendu dans une matrice d'éléments fins (limon). En dessous du seuil limite de teneur en fines, le sable de Monterrey avec un indice des vides granulaire de 0.75; la résistance à la liquéfaction est presque constante avec l'augmentation de  $F_c$  de 0~20% (Figure 2.9a). On note que le seuil limite de teneur en fines est de 25% et 36 % pour le sable de Monterrey et le sable de Yatesville, respectivement. Par contre en dessous de cette limite, on trouve que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la teneur en fines de 0 à 11% pour le sable de Yatesville avec un indice des vides granulaire constant 0.9 et 1.0 respectivement (Figure 2.9b). La résistance à la liquéfaction diminue linéairement avec l'augmentation de l'indice des vides granulaire (Figure 2.10a), même observation a été faite pour le sable de Yatesville avec une teneur en fines jusqu'à 50% (Figure 2.10b).

Pour les sols dont les teneur en fines sont en dessous du seuil limite, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de l'indice des vides granulaire; en dessus de cette limite (seuil), la résistance reste relativement constante et indépendante de l'indice des vides du squelette, de la teneur en fines et du type de sol. Pour des échantillons préparés au même indice des vides granulaire, la résistance du sable de Monterrey reste constante avec l'augmentation de la fraction des fines, et celle du sable de Yatesville augmente avec l'augmentation de la fraction des fines.



**Figure 2.9:** Résistance à la liquéfaction en fonction de la teneur en fines préparé à indice des vides du squelette constant des sables de Monterrey (a) et Yatesville (b) (Polito et Martin, 2001).

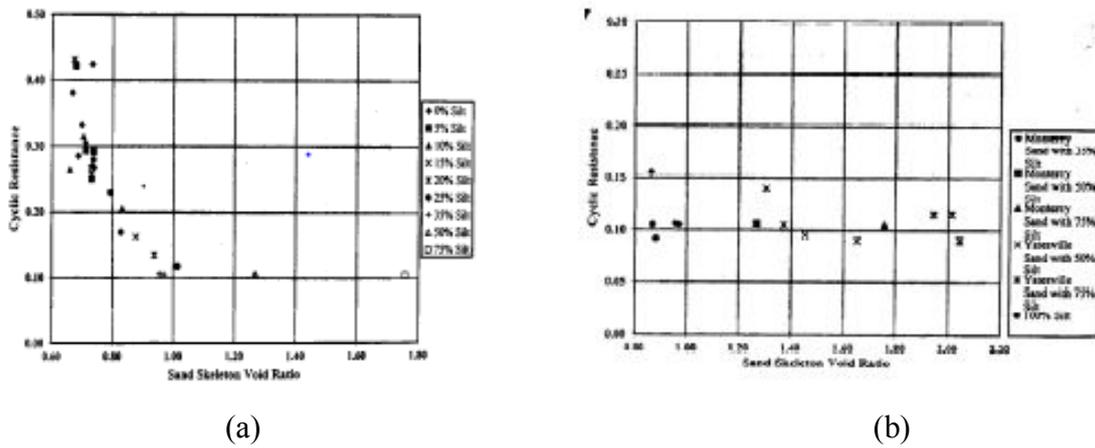


Figure 2.10: Variation de la résistance à la liquéfaction avec l'indice des vides du squelette pour le sable de Monterey (a) et de Yatesville (b) (Polito et martin, 2001).

2.2.5. Effet des fines sur la phase initiale de cisaillement non drainé

La figure 2.11 montre le comportement contrainte-déformation du sables lâche de Nevada avec une teneur en fines de 20% (Yamamuro et Covert, 2001). On note qu'un changement de densité relatif de 4%, induit un changement important dans le comportement, et en particulier à l'état stable. La présence de petites quantités de fines semble induire le comportement contractant uniquement durant la phase initiale de cisaillement non drainé. C'est la raison pour laquelle la liquéfaction statique se produit à faibles déformations. Cependant, le cisaillement des sables lâches avec une teneur en fines (limons) à de grandes déformations mobilise le caractère dilatant (résistance du squelette).

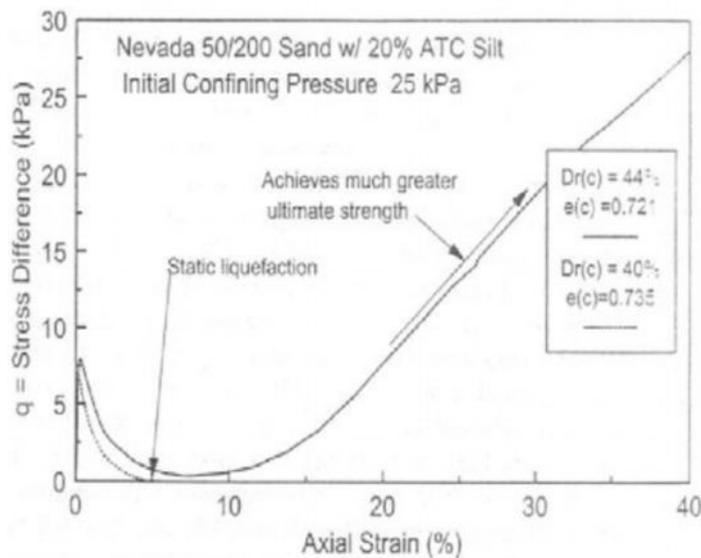
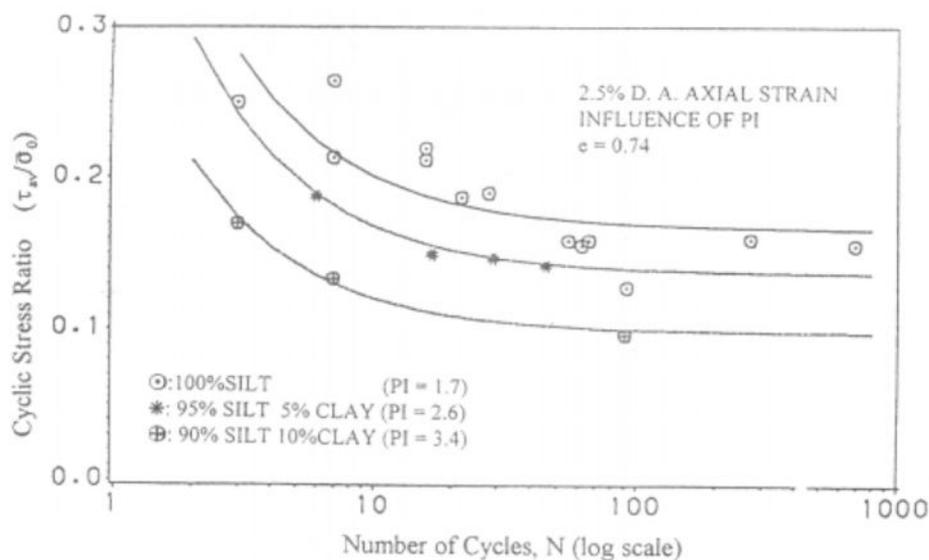


Figure 2.11: Comportement non drainé de deux sables de Nevada 50/200 avec 20% de teneur en fines montrant le revirement extrême de liquéfaction statique à la liquéfaction temporaire (Yamamuro et Covert, 2001).

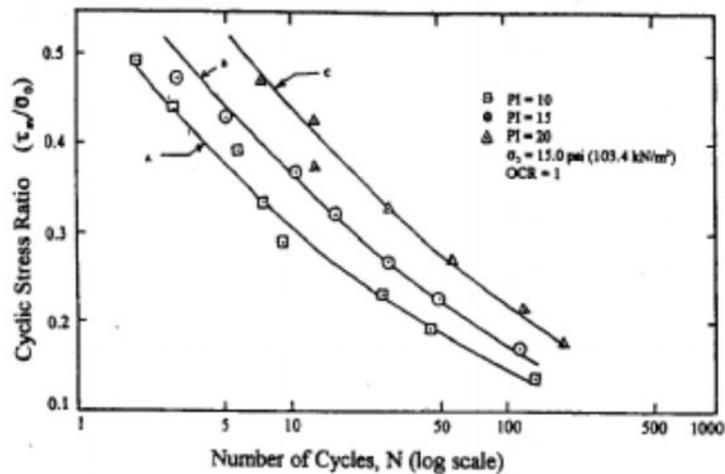
### 2.2.6. Effet de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction

Sandoval (1989) et Prakash et Sandoval (1992) ont réalisé des expériences sur des échantillons remaniés de limon (avec une teneur en fines de 96%,  $I_p = 1.7\%$ ). Le mélange de kaolin avec du limon a permis d'augmenter l'indice de plasticité ( $I_p$ ) de 2.6 à 3.4% (Figure 2.12). On note que le CSR causant la liquéfaction pour un nombre particulier de cycles diminue quand l'indice de plasticité augmente. Pour un nombre de 10, la résistance au cisaillement cyclique de la liquéfaction initiale est de 0.21, 0.17, et 0.128 pour un indice de plasticité de 1.7, 2.6, 3.4 respectivement. Ces résultats indiquent que pour des faibles gammes de plasticité (faibles valeurs), l'augmentation de l'indice de plasticité a pour effet de réduire la résistance à la liquéfaction.

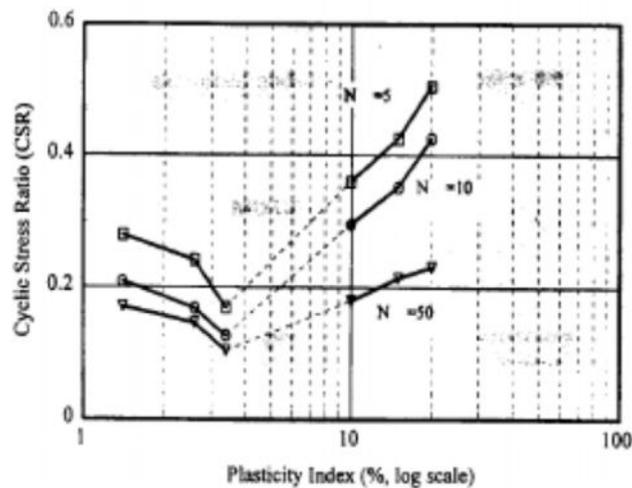
Puri (1984, 1990) a réalisé des essais triaxiaux sur des échantillons remaniés de limon et mélange argile-limon avec un indice de plasticité variant de 10 à 20% (Figure 2.13). La principale conclusion de cette étude est que la résistance du mélange dans le domaine 10~20% augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité. La figure 2.14 illustre les résultats des travaux réalisés par Sandoval (1989), Prakash et Sandoval (1992) et Puri (1984, 1990). On remarque que les valeurs les plus basses de la résistance à la liquéfaction se trouvent dans le domaine d'indice de plasticité variant entre 4 et 10.



**Figure 2.12:** Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Sandoval 1989; Prakash et Snadoval, 1992).



**Figure 2.13:** Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984).



**Figure 2.14:** Variation de la résistance à la liquéfaction en fonction de l'indice de plasticité (Tianqiang et Prakash, 1999).

### 2.3. Conclusion

Cette synthèse bibliographique a permis de présenter les résultats de différents travaux de recherche concernant l'effet des fines sur la résistance de ces sols. Ces recherches sont devenues une source conflictuelle, vu la divergence de leurs résultats, il devient alors primordial que la base de comparaison utilisée entre ces différents sols soit correctement formulée, pour que l'interprétation des résultats apporte des conclusions raisonnables.

A la lumière de cette recherche bibliographique, on va s'intéresser dans notre futur travail de recherche dans le cadre du projet de master, aux différentes méthodes de renforcement et d'amélioration des sols.

*Chapitre 3:*

*Matériels et Matériaux Utilisés*

### 3.1. Introduction

Les essais d'identification ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil de Tiaret, les essais de cisaillement ont été réalisés au sein du laboratoire LSME (Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement) de l'université Hassiba Benbouali de Chlef. Les mélanges sont fabriqués à partir d'un sable d'oued Chlef et du kaolin (Argile). Toutes les caractéristiques physiques de ces matériaux sont déterminées à partir des essais d'identification.

### 3.2. Matériaux utilisés

#### 3.2.1. Sable de Chlef

Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef dont le cours d'eau passe dans la région de Chlef (Ville sévèrement touchée par le séisme du 10 Octobre 1980; évalué par une magnitude de 7.3 à l'échelle de Richter). Le sable de Chlef de couleur grise et à granulométrie moyenne a été tamisé à 2 mm (Figure 3.1). Il est composé de grains quartzueux homogènes lisses solides et résistants à la rupture. La composition chimique de ce sable est donnée comme suivant (Tableau 3.1):

**Tableau 3.1:** Composition chimique du sable de d'oued Chlef

Composition chimique	Pourcentage (%)
Silice total	55.89
Alumine (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	5.58
Oxyde de fer (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	7.58
Chaux (CaO)	15.42
Sulfates (SO <sub>4</sub> )	0.28
Chlorure CL soluble dans l'eau	0.14
Carbonates (CaCO <sub>3</sub> )	24.60
Matières organiques	0
Avec des traces de Potasse, Oxyde de Sodium et Magnésie	



**Figure 3.1:**Photo du sable d'Oued Chlef

### 3.2.2. Argile (kaolin)

Les kaolins sont des argiles blanches, friables et réfractaires, composées principalement de kaolinite, soit des silicates d'aluminium. Découverts à l'origine en Chine, ils sont à la base de la fabrication de la porcelaine, mais sont aussi utilisés dans l'industrie du papier, la médecine et la cosmétique (Figure 3.2).



**Figure 3.2:** Echantillon du kaolin utilisé

### 3.2.3. Préparation des mélanges (Sable-kaolin)

Le sable naturel d'Oued de Chlef a été tamisé dans le tamis 2mm. Le tamisât de ce sable a été lavé et fractionné en deux classes (le sable propre et la fraction des fines).

Sable propre:  $0.08\text{mm} < D < 2\text{mm}$ .

Fraction des fines:  $D < 0.08\text{mm}$ .

Les mélanges sable-kaolin sont obtenus en ajoutant une proportion de kaolin au sable propre selon un pas constant de teneur en kaolin de la façon suivante: Sable propre plus (0, 5, 10, 15 et 20%) (Figure 3.3).



**Figure 3.3:** Photos du mélange sable-kaolin

### **3.3. Caractérisation des matériaux**

#### **3.3.1. Analyse granulométrique (Sable propre d'oued Chlef)**

##### **3.3.1.1. Définition**

L'essai granulométrique permet de déterminer les pourcentages des grains selon leurs diamètres, en tamisant un sol sec sur une cascade de tamis de diamètres connus. Dans cet essai nous procédons à l'analyse granulométrique d'un échantillon dont les particules ont un diamètre  $D > 80 \mu\text{m}$ .

##### **3.3.1.2. But de l'essai**

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 80mm, à l'exclusion des fillers.

##### **3.3.1.3. Principe de l'essai**

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissances du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration des colonnes de tamis.

### 3.3.1.4. Matériels utilisés

Le matériel utilisé est composé de (Figure 3.4 et 3.5):

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

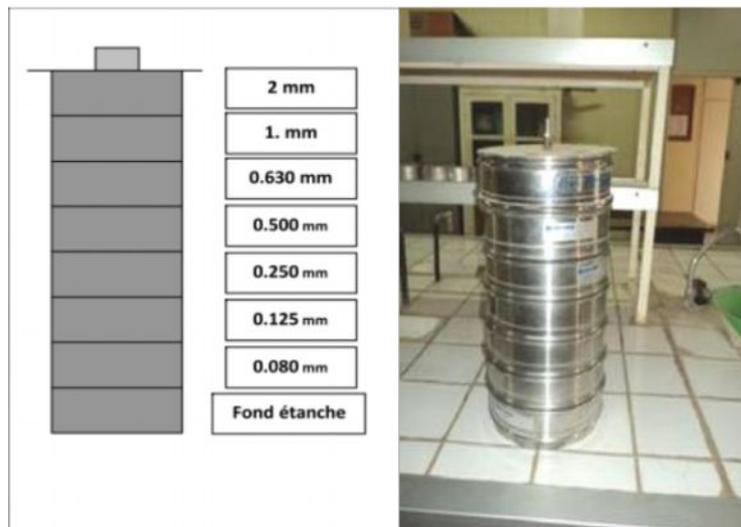


Tamiseuse avec une série de tamis



Une balance

**Figure 3.4:** Matériel utilisé dans l'analyse granulométrique



**Figure 3.5:** Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique

Pour un travail aisé et aux résultats reproductibles, il est conseillé d'utiliser une machine à tamiser électrique qui travaille par un mouvement vibratoire horizontal, ainsi que des secousses

verticales, à la colonne de tamis. Les dimensions les plus utilisés se suivent par une progression géométrique depuis le tamis 0.08mm jusqu'au tamis 2mm (Figure 3.5). Pour des ouvertures inférieures à 0.063mm, l'analyse granulométrique n'est pas adaptée et l'on peut procéder par l'analyse granulométrique par sédimentométrie. L'analyse granulométrique consiste à classer en classe granulaire un échantillon d'essai, la sédimentation est la suite de cette analyse et a pour objet de déterminer la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol.

### 3.3.1.5. Préparation des échantillons

Il faut une quantité convenable pour que l'échantillon soit représentatif et que la durée d'essai soit acceptable. On prend pour cela une valeur de m égale à 500g.

### 3.3.1.6. Conduite de l'essai

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

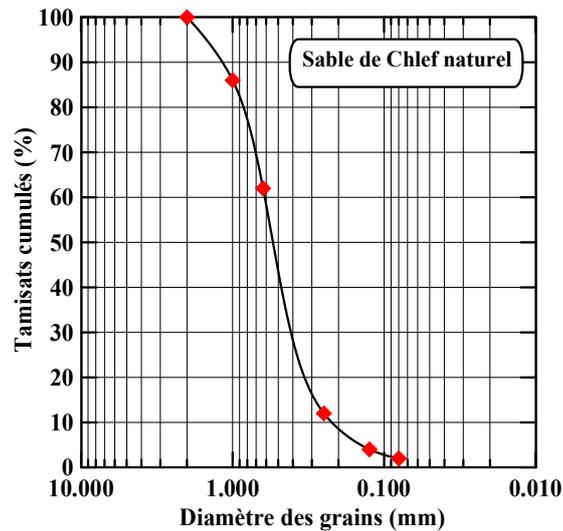
### 3.3.1.7. Résultats obtenus

#### 3.3.1.7.1. Courbe granulométrique du sable propre d'Oued Chlef

Les résultats des essais granulométriques sont représentés dans le tableau 3.2 et figure 3.6.

**Tableau 3.2:** Résultat de l'analyse granulométrique par tamisage du sable de d'oued Chlef

Diamètre des grains (mm)	Refus (g)	Tamisât (g)	Tamisât (%)
2	0	500	100
1	100	400	80
0.63	170	230	46
0.25	170	60	12
0.15	40	20	4
0.08	20	0	0



**Figure 3.6:** Courbe granulométrique sable naturel d'Oued Chlef.

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

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

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

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

• **Coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) ou coefficient de Hazen:**

Exprimé par le rapport:  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

Si  $C_u > 6$  le sable est dit propre bien gradué

• **Coefficient de courbure ( $C_c$ ):**

Donné par la formule suivante:  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \times (D_{60})}$

Si  $C_c$  est compris entre 1 et 3 ( $1 < C_c < 3$ ) le sable est dit propre bien gradué.

**3.3.1.7.2. Détermination des différents diamètres**

D'après la courbe granulométrique du sable naturel nous pouvons déterminer:  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$  et  $D_{60}$  (Tableau 3.3)

**Tableau 3.3:** Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable propre d'Oued Chlef.

Notation	Valeur
D <sub>10</sub> (mm)	0.22
D <sub>30</sub> (mm)	0.45
D <sub>50</sub> (mm)	0.65
D <sub>60</sub> (mm)	0.75
C <sub>u</sub> (.)	3.41
C <sub>c</sub> (.)	1.23

**3.3.1.7.3. Détermination du coefficient d'uniformité ou de Hazen (C<sub>u</sub>):**

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.75}{0.22} = 3.41$$

C<sub>u</sub> = 3.41 < 6. Donc le sable est propre mal gradué.

**3.3.1.7.4. Détermination du coefficient de courbure (C<sub>c</sub>):**

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10}) \times (D_{60})} = \frac{(0.45)^2}{(0.22) \times (0.75)} = 1.23$$

1 < C<sub>c</sub> = 1.23 < 3. Donc le sable est propre et mal gradué.

**3.3.2. Analyse granulométrique par sédimentométrie de l'argile (kaolin)****3.3.2.1 Introduction**

La sédimentométrie a pour objectif de déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leur dimension pour des fines particules inférieures à 0.08mm, En effet, lorsque le diamètre des particules est faible, le tamisage ne permet plus d'obtenir des résultats précis. Cette méthode est basée sur le fait que les grains de diamètre différent sédimentent dans un milieu liquide au repos à vitesses différentes. La relation entre diamètre des grains et vitesse de sédimentation est donnée par la loi de Stokes.

**3.3.2.2. Principe de l'essai**

Il faut s'assurer, avant de commencer l'essai, que la tige du densimètre est parfaitement propre, Avant de plonger le densimètre, agiter vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette Retirer l'agitateur et déclencher au même moment le chronomètre puis plonger lentement le densimètre, faire la lecture au sommet de ménisque.

Les lectures sont faites à: 30 secondes, 1, 2, 5, 10, 20, 40, 80, 240 minutes (et éventuellement à 1440 minutes, soit après 24 heures), ces temps étant tous comptés, à partir du début de l'essai. Les trois(03) lectures à 30 secondes, 1 et 2 minutes se font sans retirer le densimètre de la suspension.

Ce n'est qu'après les lectures à 2 minutes que la température de la suspension est relevée au 1/10 de degré près. Pour les autres lectures, plonger le densimètre 1.5 à 20 secondes avant la lecture. Noter la température après chaque lecture.

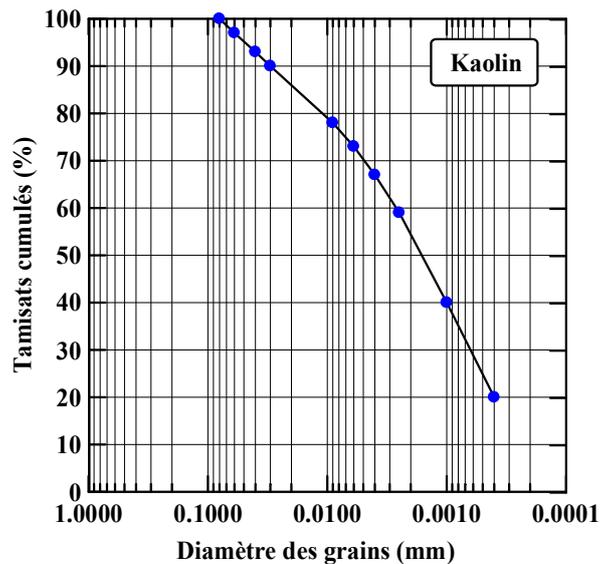
### 3.2.3. Résultat obtenu

Le tableau 3.4 montre les résultats obtenus pour l'essai de sédimentométrie du kaolin.

**Tableau 3.4:** Résultat de l'analyse granulométrique par sédimentométrie du sable d'oued Chlef

Diamètre (mm)	Tamisât (%)
0.08	100
0.06	97
0.04	93
0.03	90
0.009	78
0.006	73
0.004	67
0.0025	59
0.001	40
0.0004	20

La figure 3.7 et 3.8 montrent respectivement la courbe granulométrique du kaolin et du mélange sable-kaolin pour différentes teneurs variant de 0 à 20%.



**Figure 3.7:** Courbe granulométrique du kaolin

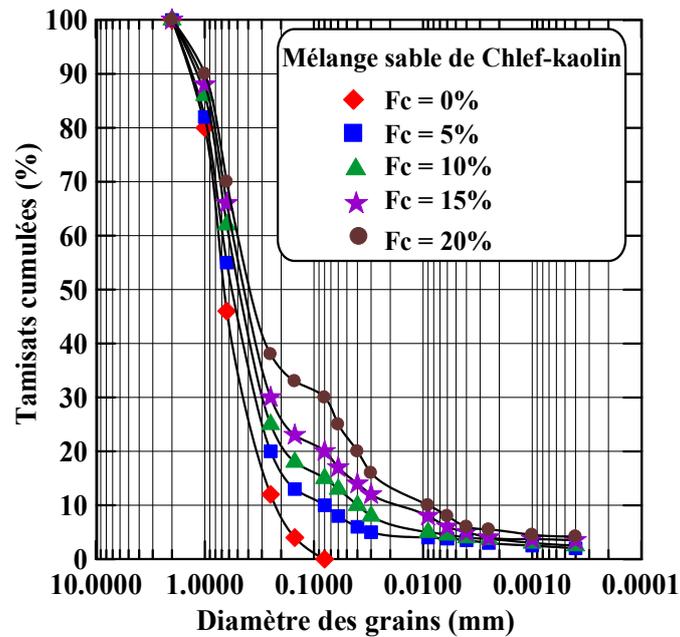


Figure 3.8: Courbes granulométriques du mélange sable de Chlef-kaolin

### 3.3.3. Limites d'Atterberg de l'argile (Kaolin)

#### 3.3.3.1. Introduction

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément, en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol.

#### 3.3.3.2. But des essais

Les limites d'Atterberg ont été élaborées au début du XXe siècle par A. Atterberg, un pédologue suédois, qui s'intéressait à la plasticité des argiles en vue de la fabrication des produits céramiques. Les essais mis au point à cette époque ont été repris et modifiés par Casagrande, afin que leur interprétation puisse permettre d'établir un lien entre la teneur en eau du sol et son comportement. Les résultats obtenus à partir de ces essais permettent de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

#### 3.3.3.3. Définitions et terminologie

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau pondérales, caractéristiques du sol. Elles correspondent à des comportements particuliers de celui-ci sous l'action des variations de la teneur en eau. Ces limites sont déterminées sur la fraction de sol passant au travers du tamis 0.4 mm. Les deux limites utilisées sont:

- $W_L$ : Limite de liquidité (Teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquide - le sol est humide et déformable - et un état plastique).
- $W_P$ : Limite de plasticité (Teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide - le sol durcit et se fissure).
- $I_P$ : Indice de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité.

$W_n$ : Teneur en eau à l'état naturel.

$I_P$ : Indice de plasticité ( $I_P = W_L - W_P$ ).

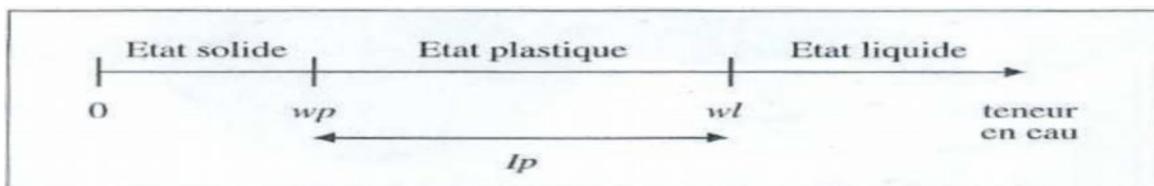
Avec l'indice de plasticité on peut classer un sol suivant son degré de plasticité dans le tableau 3.5 et 3.6.

**Tableau 3.5:** Etat du sol en fonction de l'indice de plasticité

$I_P$ (%)	Degré de plasticité du sol
0 à 5	Sol non plastique
5 à 15	Sol peu plastique
15 à 40	Sol plastique
> 40	Sol très plastique

**Tableau 3.6:** Type de sol en fonction de l'indice de plasticité

Type de sol	Indice de plasticité $I_P$ (%)
Argile	$I_P > 30$
Argile limoneuse	$20 < I_P < 30$
Limon	$10 < I_P < 20$
Sable argileux	$5 < I_P < 20$
Sable limoneux	$5 < I_P < 15$



### Indice de consistance ( $I_c$ ):

Cet indice prend en compte la teneur en eau  $w$  du sol à l'état naturel pour la fraction inférieure à 0.4 mm. La comparaison entre la teneur en eau naturelle du sol  $w_n$  et les limites d'Atterberg, permet d'avoir une idée de l'état du sol en place. On définit pour cela l'indice de consistance:

### 3.3.3.4. Principe de l'essai:

L'essai s'effectue en deux phases:

1. Recherche de la **teneur en eau w** pour laquelle une rainure de dimension normalisée, pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de Casagrande, se ferme sous l'action de 25 chocs (coups) appliqués de manière normalisée;
2. Recherche de la **teneur en eau w** pour laquelle un cylindre de sol de diamètre 3mm, confectionné manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève.

#### 3.3.3.4.1. Détermination de $W_L$ :

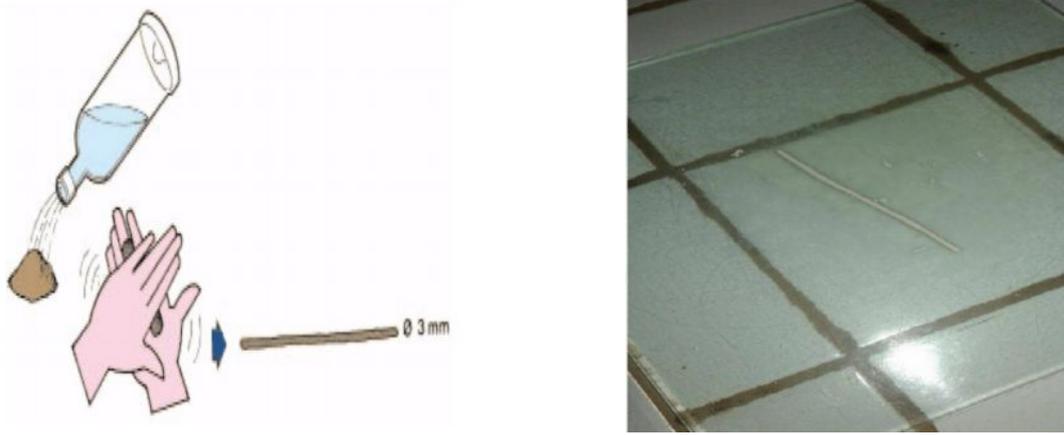
Appareil de Casagrande (Figure 3.9). Il est constitué d'une coupelle normalisée, montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois bak élise. L'ensemble permet de faire tomber la coupelle d'une hauteur de 1cm sur le bloc de bois dur, chaque choc entraînant la fermeture progressive de la rainure pratiquée dans l'échantillon de sol, celle-ci ayant été effectuée à l'aide de l'outil à rainure.



**Figure 3.9:** Appareil de Casagrande et outil à rainure.

#### 3.3.3.4.2. Détermination de $W_P$ :

- Une plaque lisse en marbre pour le malaxage du sol et la confection des rouleaux de sol.
- Une plaque de verre et sa cale pour l'évaluation du diamètre du rouleau de sol (Figure 3.10)



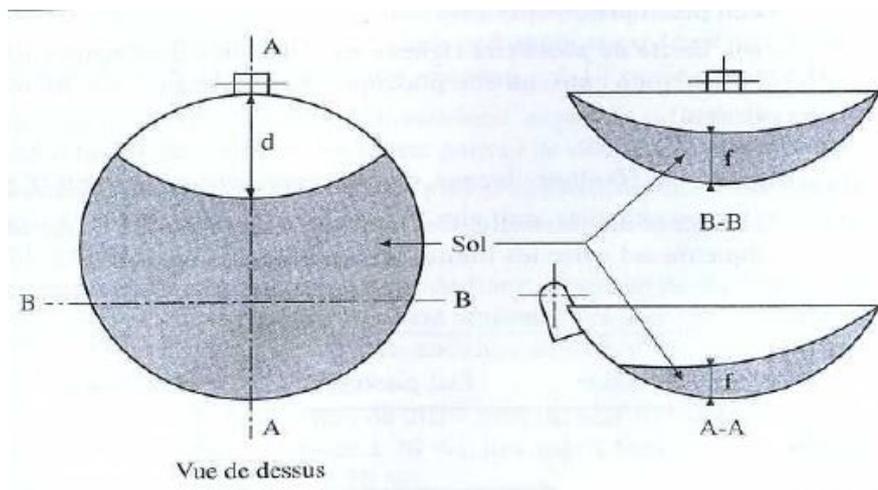
**Figure 3.10:** Système d'évaluation du diamètre du rouleau de sol

### 3.3.3.4.3. Mesure des teneurs en eau $w$

Une étuve de dessiccation pouvant être réglée à  $105^{\circ}\text{C}$  et à  $50^{\circ}\text{C}$ , une balance permettant les pesées avec une incertitude maximale de  $1/1000$  de la pesée, des capsules en verre ou boîtes de Pétri, des spatules.

#### a. Détermination de la limite de liquidité $W_L$

Mise en place de l'échantillon. Il est mis en place à la spatule, de façon bien homogène. L'épaisseur au centre est de 15 à 20 mm, le pourtour étant sensiblement horizontal (Figure 3.11).



**Figure 3.11:** Mise en place de l'échantillon dans la coupelle

A l'aide de l'outil à rainurer, on creuse ensuite une rainure dans le mortier contenu dans la coupelle. Puis on tourne la manivelle afin de provoquer le choc de celle-ci sur le bloc de bois dur. Par définition, la **limite de liquidité** est la teneur en eau qui correspond à la fermeture de la rainure sur 1cm de longueur en 25 chocs.

L'échantillon doit être à une teneur en eau légèrement supérieure à la limite de la liquidité, afin de pouvoir commencer l'essai avec une fermeture de sillon en 15 coups environ.

### 3.3.3.5. Description de l'essai

1. Faire une rainure dans l'axe de la coupelle, l'outil étant sensiblement perpendiculaire à celle-ci (Figure 3.12).

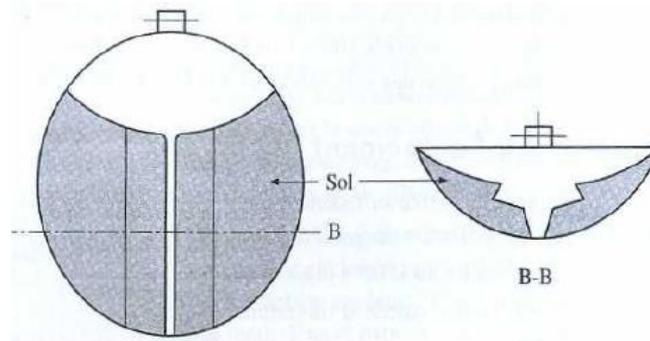


Figure 3.12: Schéma d'une rainure.

### 3.3.3.6. Résultats obtenu

Limite de liquidité  $W_L$  du kaolin:  $W_L = 58.12\%$

Limite de plasticité  $W_P$  du kaolin:  $W_P = 24.25\%$

Indice de plasticité  $I_P$  (%) du kaolin:  $I_P = 33.87\% > 15\%$ . Donc Il s'agit d'une argile plastique.

### 3.3.4. Analyse minéralogique et chimique du kaolin

L'analyse minéralogique, est généralement un essai qui apporte beaucoup d'information, Car le comportement des sols fins est fonction de leurs compositions minéralogiques. Le sol fin utilisé dans notre étude est un kaolin. Sa composition minéralogique est (Tableau 3.7):

Tableau 3.7: Composition minéralogique de l'argile (kaolin)

Composition minéralogique	Pourcentage (%)
Quartz	8 à 9
Muscovite	16
Kaolinite	73
Feldspath	1 à 2
Fer	1

La composition chimique de l'argile est (Tableau 3.8):

**Tableau 3.8:** Composition chimique du sable de l'argile (kaolin)

Composition chimique du kaolin	Pourcentage (%)
SiO <sub>2</sub>	48.95
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	34.08
FeO <sub>3</sub>	1.43
CaO	0.20
MgO	0.42
K <sub>2</sub> O	2.26
Na <sub>2</sub> O	0.06
Pf	0.85

### 3.3.5. Essai au pycnomètre

#### 3.3.5.1. But d'essai

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

#### 3.3.5.2. Utilisation de poids spécifique

En connaissant le poids volumique ( $\gamma_s$ ) on peut avoir d'autre paramètre qu'en ne peut pas les déterminées par essai en appliquant la formule qui les définit en fonction de ( $\gamma_s$ ) et d'autre paramètres connus.

#### 3.3.5.3. Principe de l'essai

En utilisant le principe de la poussée d'Archimède (le poids du liquide déplacé égale au poids du corps plongé dans le liquide). Donc on mesure le volume d'eau déplacé lors de l'introduction d'un certain poids de sol Sec la connaissance du poids des grains solides et de leur volume permet de calculer le poids volumique ( $\gamma_s$ ).

#### 3.3.5.4. Appareillage utilisé

On a utilisé dans cet essai:

- Un pycnomètre (Figure 3.13).
- Une balance de précision (Figure 3.14).
- Un flacon d'eau distillé.
- Sol sec.



Figure 3.13: Essai au pycnomètre



Figure 3.14: Une balance électronique

### 3.3.5.5. Exécution de l'essai

Le sol utilisé dans cet essai a un diamètre de ses grains solides inférieur à 0.1mm parce qu'il était tamisé. Pour réaliser cet essai on a commencé par mettre de l'eau distillée dans le pycnomètre et on pèse l'ensemble (pycnomètre + eau) et on note le poids ( $P_1$ ).

Puis on met une quantité de sol dans le pycnomètre qui était rempli d'eau et on pèse le tout (pycnomètre + eau + sol) et note le poids ( $P_2$ ).

On agite le contenu du pycnomètre à la main pour séparer les grains solides car nous n'avons pas de l'ammoniaque et le chauffage. Après un certain temps on ajoute de l'eau distillée jusqu'au repère fixe et on pèse l'ensemble et on note le poids ( $P_3$ ).

Puis on verse tout le contenu du pycnomètre et on nettoie bien ce dernier avec de l'eau pour que les grains ne restent pas sur ces côtes. Enfin on remplit de nouveau le pycnomètre jusqu'au repère fixe (choisit pour mesurer ( $P_3$ )) et on pèse l'ensemble (eau + pycnomètre) le poids obtenu est ( $P_4$ ).

#### Remarque

- Le poids spécifique des grains solides est ( $P_s$ ) tel que:

$$P_s = P_2 - P_1$$

- Le volume ces grains solides est:

$$V_s = V_w = \frac{P_s}{\gamma_w} = \frac{P_2 - P_1}{\gamma_w} = \frac{P_2 - P_1}{\gamma_w}$$

$$\text{Donc: } \gamma_s = \frac{P_s}{V_s} = \frac{P_2 - P_1}{\frac{P_2 - P_1}{\gamma_w}} * \gamma_w$$

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

## 3.3.5.6. Résultat obtenu

Tableau 3.9: Caractéristiques physiques du kaolin

Notation	Valeur
D <sub>10</sub> (mm)	-
D <sub>30</sub> (mm)	0.00065
D <sub>50</sub> (mm)	0.0018
D <sub>60</sub> (mm)	0.0028
C <sub>u</sub> (.)	-
C <sub>c</sub> (.)	-
W <sub>L</sub> (%)	58.12
W <sub>P</sub> (%)	24.25
I <sub>P</sub> (%)	33.87
e <sub>max</sub> (.)	5.54
e <sub>min</sub> (.)	2.68
γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	2.68

Tableau 3.10: Caractéristiques physiques des mélanges sable-kaolin

F <sub>c</sub> (%)	0	5	10	15	20	100
D <sub>10</sub> (mm)	0.22	0.08	0.04	0.018	0.008	-
D <sub>30</sub> (mm)	0.45	0.35	0.30	0.25	0.08	0.00065
D <sub>50</sub> (mm)	0.65	0.58	0.50	0.45	0.38	0.0018
D <sub>60</sub> (mm)	0.75	0.70	0.65	0.55	0.50	0.0028
C <sub>u</sub> (.)	3.41	8.75	16.25	30.56	62.50	-
C <sub>c</sub> (.)	1.23	2.19	3.46	6.31	1.60	-

3.3.6. Détermination des indices des vides minimale et maximale (e<sub>max</sub> et e<sub>min</sub>)

## 3.3.6.1. Description de l'essai

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne. En effet, l'eau ou l'air incluse dans le granulat provoque un certain écartement entre ces grains appelé l'indice des vides.

a. Indice des vides maximal (e<sub>max</sub>)

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

b. Indice des vides minimal (e<sub>min</sub>)

C'est l'indice des vides le plus faible, correspondant au plus grand serrage possible, c'est l'indice des vides du sol considéré.

### 3.3.6.2. But de l'essai

L'essai consiste à déterminer l'indice des vides d'un échantillon de sol en évaluant à chaque fois le pourcentage de bentonite.

### 3.3.6.3. Méthode de calcul

Le moule utilisé dans la détermination de  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$  à un volume de **354.27cm<sup>3</sup>**. L'indice de densité ( $I_D$ ) ou degré de compacité des sols sableux est donné par:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \dots\dots\dots(1)$$

Poids du moule à vide est de **671.90grammes**

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \Rightarrow e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \dots\dots\dots(2)$$

-A l'état dense:

$$\gamma = \frac{P_{\max}}{354.27} \dots\dots\dots(3)$$

-A l'état lâche:

$$\gamma = \frac{P_{\min}}{354.27} \dots\dots\dots(4)$$

- Le moule est rempli par cinq couches, chacune de ces couches est compactée par 25 coups en utilisant une petite dame. On pèse le moule avec l'échantillon, soit (P).

$$\gamma_{d \max} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\min}} \Rightarrow e_{\min} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d \max}} - 1 \dots\dots\dots(5)$$

- On met l'échantillon de sol dans le moule à l'aide d'un cône à une vitesse très lente et hauteur de chute très petite (quasi nulle), puis on pèse le moule avec l'échantillon soit (P).

$$\gamma_{d \min} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\max}} \Rightarrow e_{\max} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d \min}} - 1 \dots\dots\dots(6)$$

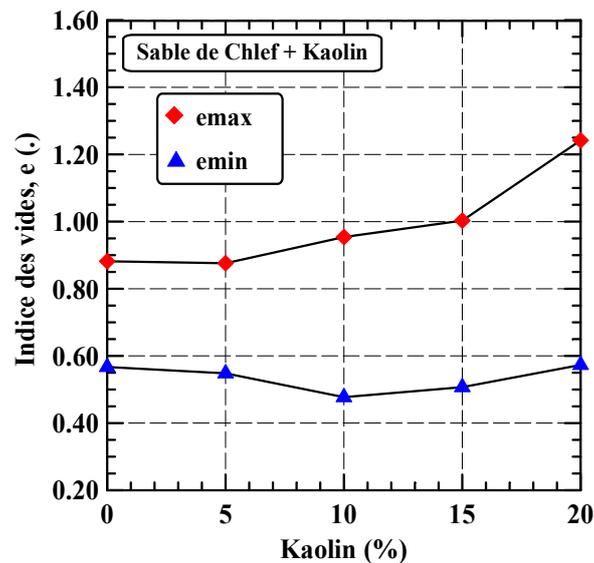
### 3.3.6.4. Résultats obtenus

Les valeurs des indices des vides minimales et maximales après la répétabilité des essais sont représentées dans le tableau **3.11**.

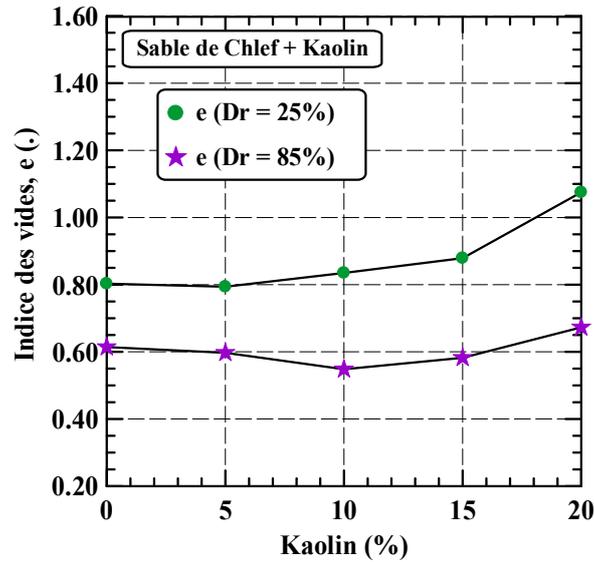
**Tableau 3.11:** Valeurs de  $\gamma_s$ ,  $e_{\max}$ ,  $e_{\min}$  et  $e$  pour les mélanges sable-kaolin

$F_c$ (%)	0	5	10	15	20
$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.650	2.651	2.652	2.653	2.654
$e_{\min}$ (.)	0.567	0.548	0.477	0.507	0.573
$e_{\max}$ (.)	0.882	0.876	0.954	1.003	1.242
$e$ ( $D_r = 25\%$ )	0.803	0.794	0.835	0.879	1.075
$e$ ( $D_r = 85\%$ )	0.614	0.597	0.548	0.582	0.673

La figure 3.15 et 3.16 montrent l'évolution des indices des vides ( $e_{\max}$  et  $e_{\min}$ ) et de l'indice des vides correspondant à  $D_r = 25\%$  et  $85\%$  avec la teneur en kaolin. On constate que l'indice des vides maximal et minimal ainsi que les indices des vides à  $D_r = 25\%$  et  $85\%$  diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines de kaolin de 0% jusqu'à 5% après ils augmentent avec l'augmentation de kaolin de 5% à 20%.



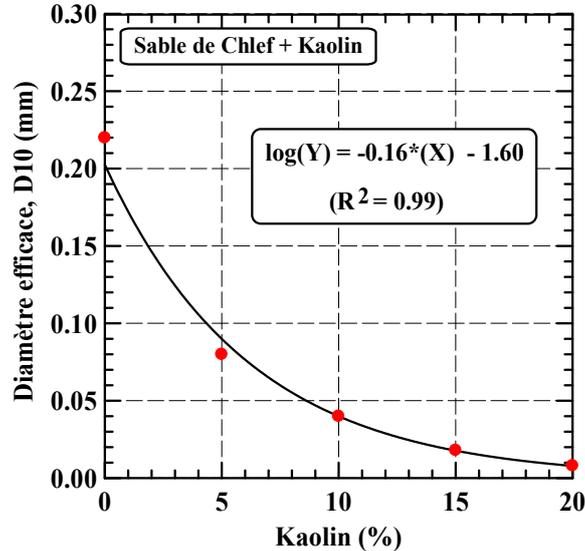
**Figure 3.15:** Variation de l'indice des vides maximal et minimal en fonction de la teneur en Kaolin.



**Figure 3.16:** Variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en Kaolin.

La figure 3.17 montre la variation du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) en fonction de la teneur en fine (kaolin). On constate que ce diamètre diminue d'une manière logarithmique avec l'augmentation de la teneur en fine (kaolin). La relation entre le diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et la teneur en fine (kaolin) est représentée par l'expression suivante (Coefficient de détermination  $R^2 = 0.99$ ):

$$\log(D_{10}) = -0.16 * (F_c) - 1.60$$



**Figure 3.17:** Variation du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) en fonction de la teneur en Kaolin.

La figure 3.18 montre la variation du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) en fonction de la teneur en fine (kaolin). On constate que ce diamètre diminue d'une manière linéaire avec l'augmentation de la teneur en fine (kaolin). La relation entre le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et la teneur en fine (kaolin) est représentée par l'expression suivante (Coefficient de détermination  $R^2 = 0.99$ ):

$$D_{50} = -0.013 * (F_c) + 0.65$$

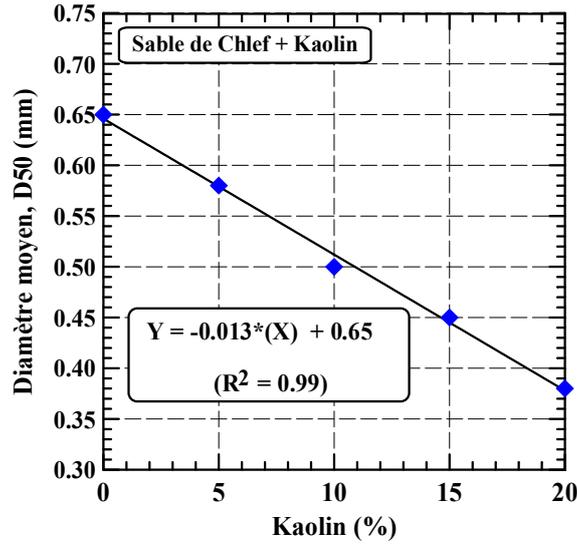


Figure 3.18: Variation du diamètre moyen (D<sub>50</sub>) en fonction de la teneur en Kaolin.

La figure 3.19 montre la variation du coefficient d'uniformité (C<sub>u</sub>) en fonction de la teneur en fine (kaolin). On constate que ce coefficient augmente d'une manière logarithmique avec l'augmentation de la teneur en fine (kaolin). La relation entre le coefficient d'uniformité (C<sub>u</sub>) et la teneur en fine (kaolin) est représentée par l'expression suivante (Coefficient de détermination R<sup>2</sup> = 0.99):

$$\log(C_u) = 0.14 * (F_c) + 1.33$$

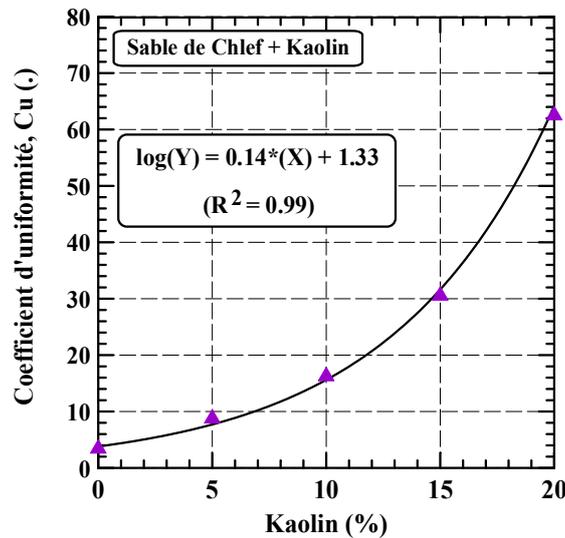


Figure 3.19: Variation du coefficient d'uniformité (C<sub>u</sub>) en fonction de la teneur en Kaolin.

### 3.4 Essai de cisaillement

#### 3.4.1 Introduction

Les premiers types d'essai sont historiquement les essais de cisaillement direct (Coulomb en 1776). Lors de cet essai, une contrainte verticale (contrainte normale) est appliquée à l'échantillon ainsi qu'un effort de cisaillement. Les résistances au cisaillement des sols sont déterminées en utilisant l'approche rigide-plastique. En revanche, les tenseurs de contraintes et de déformations sont inconnus en raison de leur non uniformité et le volume ne peut plus être considéré comme homogène. Le «simple shear test» est une amélioration du dispositif à la boîte directe de cisaillement car les tenseurs sont uniformes. Les dispositifs «ring shear» de cisaillement annulaire appartiennent également à cette catégorie d'essai: Le cisaillement est contrôlé par la torsion. L'intérêt de ce dernier essai est de pouvoir suivre le comportement aux grandes déformations (plusieurs rotations sont possibles), et d'obtenir les valeurs de cisaillement résiduel qui interviennent, notamment dans les glissements de terrains, selon un plan de cisaillement prédéterminé (Figure 3.20).



**Figure 3.20:** Boîte de cisaillement carrée de Casagrande

#### 3.4.2. Description de dispositif

Le dispositif est constitué comme suit (Figure 3.21):

- Pierre poreuse: Elles permettent de drainer l'échantillon et elles assurent une bonne adhérence entre l'échantillon et les demi-boîtes;
- Demi-boîte supérieure: formée d'un cadre et d'un piston elle permet de respecter la charge verticale  $N$  sur l'échantillon seulement;
- Demi-boîte inférieure: Elle est fixe et elle sert de moule;
- Dispositif à contrainte contrôlée: Il entraîne la demi boîte inférieure à vitesse constante la mesure de la contrainte de cisaillement  $T$  s'effectue par un dynamomètre.

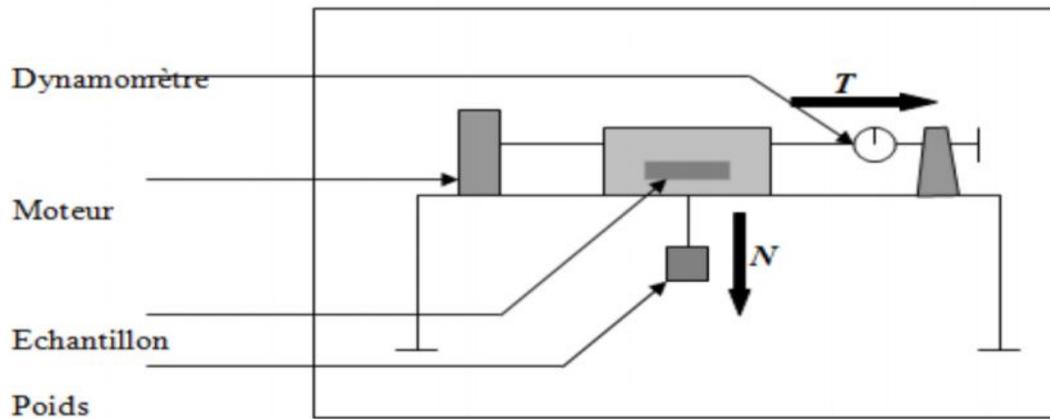


Figure 3.21: Schéma de disposition

### 3.4.3. Principe d'essai

Nous essayons d'obtenir l'échantillon suivant un plan imposé, l'échantillon à la forme d'une plaque carrée ( $6 \times 6 \times 2 \text{ cm}^3$ ) est placé entre deux demi boîtes indépendantes. On applique un effort  $N$  de compression et un effort  $T$  de traction suivant le plan de symétrie de la boîte (Figure 3.22). Tous les essais ont été réalisés à une vitesse de déplacement constante de 1.00 mm/min. La contrainte de cisaillement est mesurée en fonction du déplacement horizontal jusqu'à une valeur moyenne de déplacement de 7.5 mm.

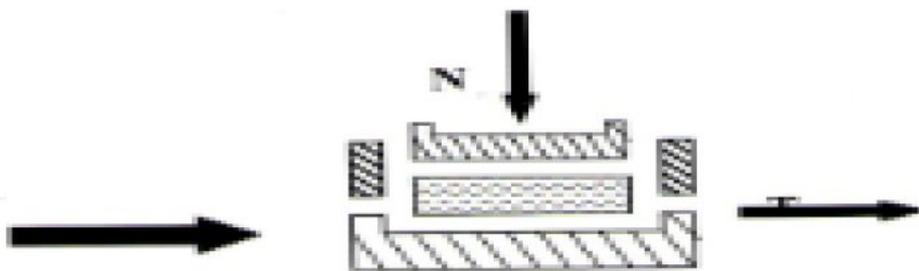
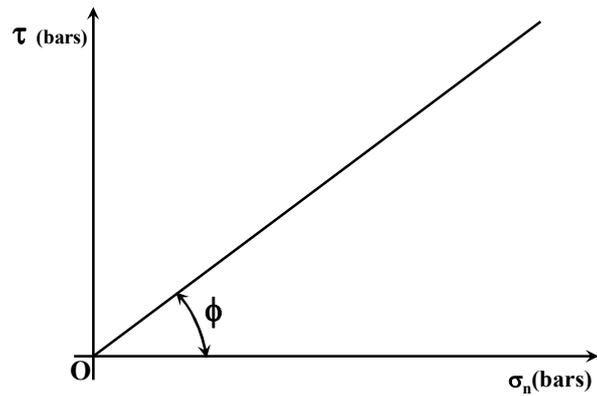
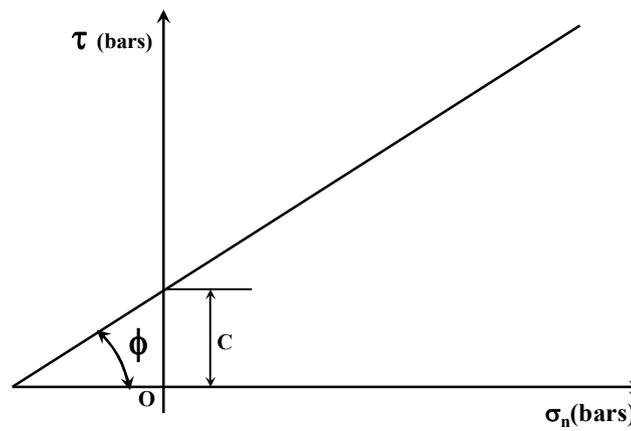


Figure 3.22: Plan de la contrainte normale et tangentielle.

La connaissance de  $N$  et  $T$  permet la détermination d'un point de la courbe intrinsèque. En répétant plusieurs fois l'expérience, on peut ainsi tracer la courbe intrinsèque du sol appelé droite de Coulomb ou Mohr-Coulomb. La courbe intrinsèque du sol qui sépare le domaine plastique dépend de la nature du sol, on distingue (Figure 3.23):



Courbe intrinsèque des sols pulvérulents



Courbe intrinsèque des sols cohérents

**Figure 3.23:** Détermination de  $c$  et  $\phi$ .

### 3.4.5. Mode opératoire

- La surface initiale de la boîte:  $6 \times 6 \times 2 = 72 \text{ cm}^3$

- La surface corrigée:  $(L - \Delta L) \times L$

$\Delta L = \Delta L_{pic} = \text{vitesse de déformation} \times \text{temps} = \text{Déformation} \times \text{temps}$

**N.B:** La vitesse de déformation appliquée est fixe durant tout l'essai.

Les sols pulvérulents: **1mm/min**

Les sols cohérents UU (non consolidé non drainé) ou CU (**Consolidé non drainé**): **1.5mm/min**

**T** = Lecture de comparateur et ont convertie dans un tableau qui correspond d'après la fiche technique de l'appareil.

La contrainte de cisaillement  $T$  est égale au rapport de l'effort tranchant  $T$  appliqué à la boîte à celui de la surface corrigée ( $A_{corrigée}$ ) soit  $\tau = T/A_{corrigée}$ .

Pour tracer la courbe intrinsèque du sol (Droite de Coulomb), il est nécessaire d'avoir au moins deux points. Pour plus d'exactitude refaire l'essai autant de fois que possible pour avoir le maximum de point. En vue de déterminer la quantité de matériau correspondant aux différents états de sols, on calcule  $e$  en fonction de  $D_r$ ,  $e_{\min}$  et  $e_{\max}$ .

$$D_r = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})} \Rightarrow e = e_{\max} - D_r * (e_{\max} - e_{\min})$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \frac{W_{sol}}{V_{moule}} \Rightarrow W_{sol} = \gamma_d * V_{moule} \text{ (Le volume du moule est } 72\text{cm}^3\text{).}$$

### 3.5. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de mieux présenter les aspects physiques des matériaux étudiés. Ils présentent une grande importance pour l'étude expérimentale des mélanges sable-kaolin que nous verrons dans la suite de ce travail.

## *Chapitre 4:*

### *Présentation et discussion des résultats d'essais de cisaillement*

## 4.1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur des mélanges de sable-kaolin réalisés sur des échantillons reconstitués avec deux densités relatives initiales  $D_r = 25\%$  et  $D_r = 85\%$ . L'objectif de cette étude est de d'étudier l'influence de la fraction des fines argileuses ( $F_c = 0-20\%$ ), la densité relative ( $D_r$ ), la contrainte normale initiale appliquée ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300\text{kPa}$ .) et les caractéristiques granulométriques du sol à savoir le diamètre efficace ( $D_{10}$ ), le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) sur le comportement mécanique du sable de Chlef (Oued Chlef) en terme de résistance au cisaillement.

## 4.2. Résultats des essais de cisaillement

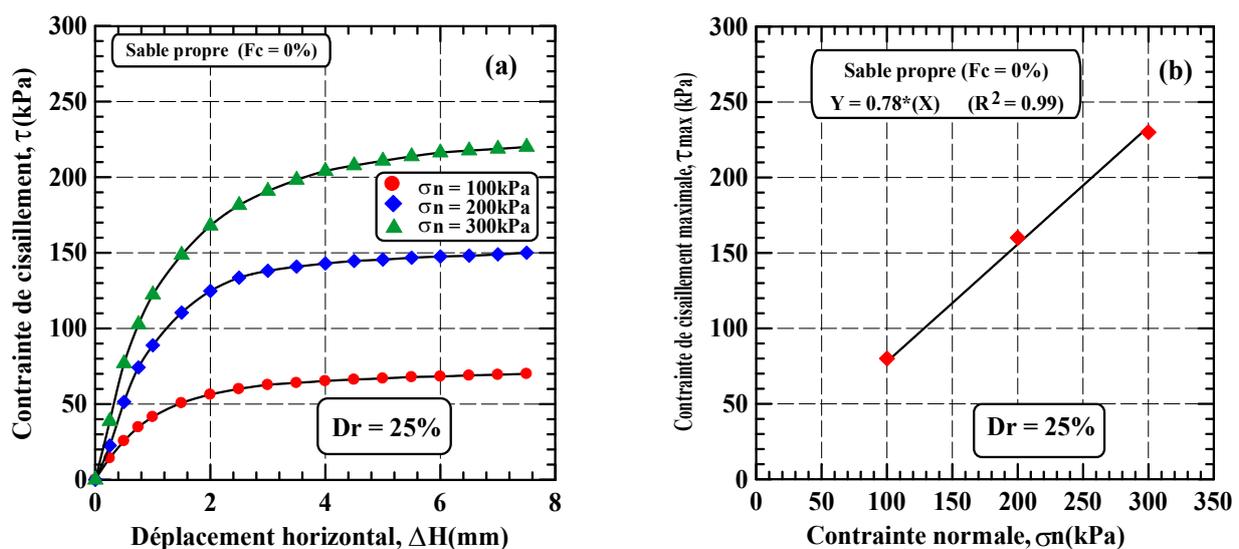
### 4.2.1. Effet de la contrainte normale (Etat lâche: $D_r = 25\%$ )

La figure 4.1 présente les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur le sable propre de Chlef à l'état lâche ( $D_r = 25\%$ ). Les échantillons ont été cisailés sous des contraintes normales de 100, 200 et 300kPa. Les résultats obtenus pour le sable propre, La figure 4.1a montre que la résistance au cisaillement augmente d'une manière continue avec l'augmentation du déplacement horizontal pour les trois contraintes normales appliquées. La figure 4.1b montre le chemin de contraintes dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ , on constate que cette ligne est droite qui passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi$ .

Où:

$\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement la contrainte normale et la contrainte de cisaillement maximale;

$\phi$  est l'angle de frottement interne du sol.



**Figure 4.1:** Résultats des essais de cisaillement direct sur le sable propre ( $F_c = 0\%$ )

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

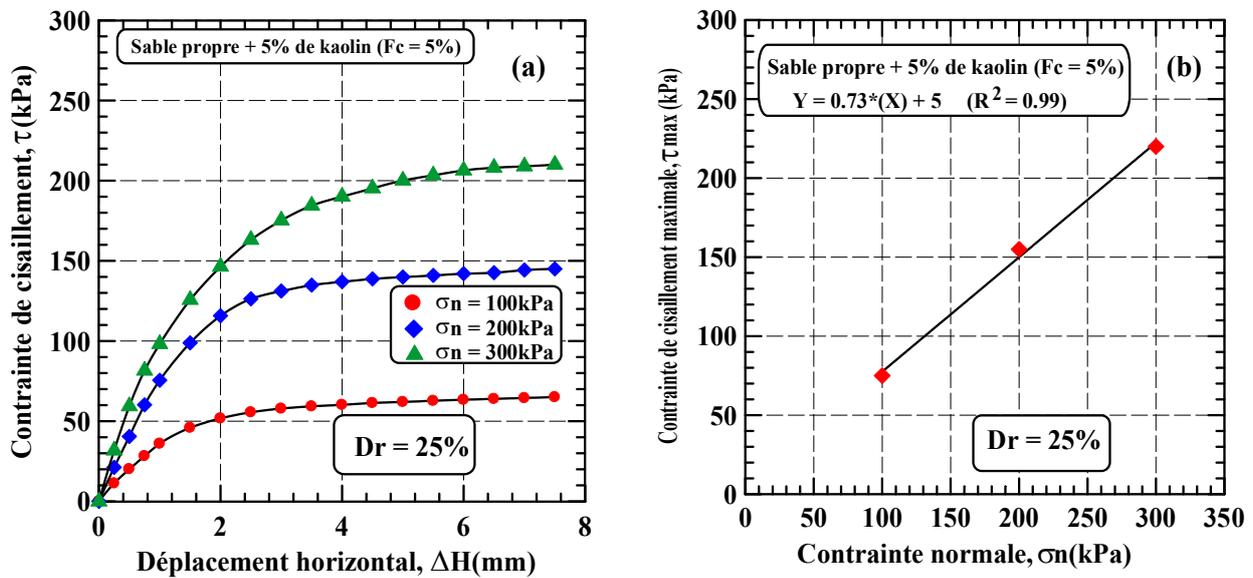
(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300\text{kPa}$ ).

Les résultats du sable avec 5% de kaolin sont illustrés sur la figure 4.2, on note que la résistance au cisaillement augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) cela est due à la bonne adhérence entre les grains de sable et les fines du kaolin. On note aussi une diminution de la résistance au cisaillement au fur et à mesure que le pourcentage des fines augmente (Figure 4.2a). La figure 4.2b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau$ ,  $\sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg}\phi + c$ .

Où:

$\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement la contrainte normale et la contrainte de cisaillement maximale;

$\phi$  et  $c$  sont respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion (ordonnée à l'origine).



**Figure 4.2:** Résultats des essais de cisaillement direct du mélange sable-kaolin ( $F_c = 5\%$ ).

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

On remarque aussi que la figure 4.3a présente le même comportement pour le mélange de 10% de fraction de fines, aussi on note une diminution de la résistance au cisaillement au fur et à mesure que le pourcentage des fines augmente. La figure 4.3b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau$ ,  $\sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg}\phi + c$ .

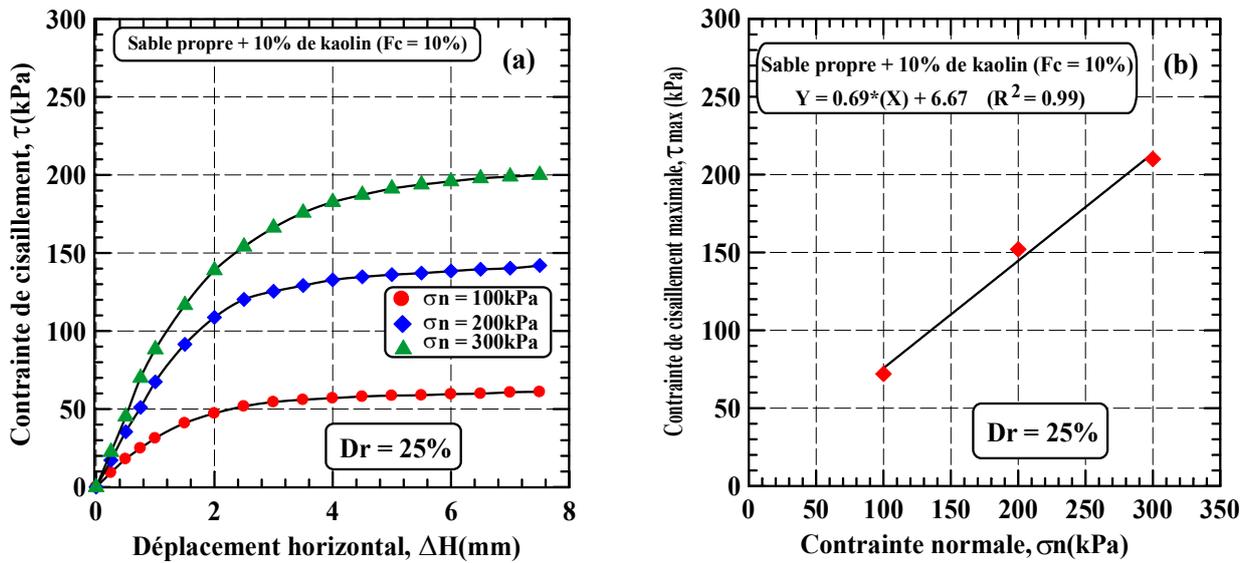


Figure 4.3: Résultats des essais de cisaillement direct du mélange sable-kaolin (Fc = 10%).

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

Pour les essais avec une teneur en kaolin de 15% et 20% (Figure 4.4a et 4.5a); on note une augmentation de la résistance on fonction de la contrainte normale, tandis que la résistance diminue au fur et à mesure que la teneur en argile (Kaolin) augmente. La figure 4.4b et 4.5b, montrent le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau, \sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ .

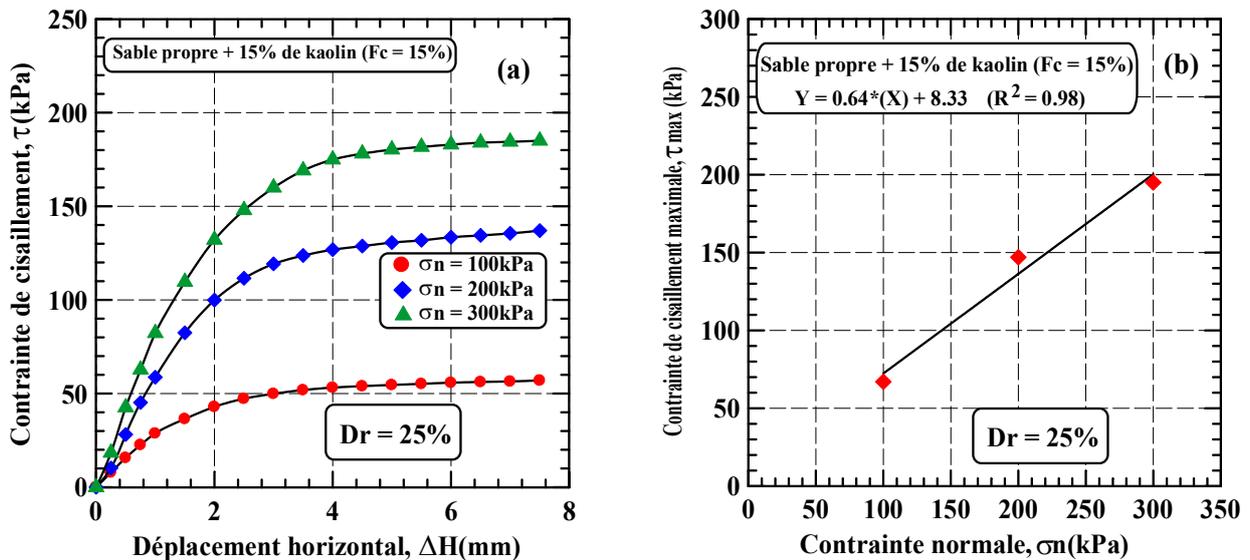


Figure 4.4: Résultats des essais de cisaillement direct du mélange sable-kaolin (Fc = 15%).

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

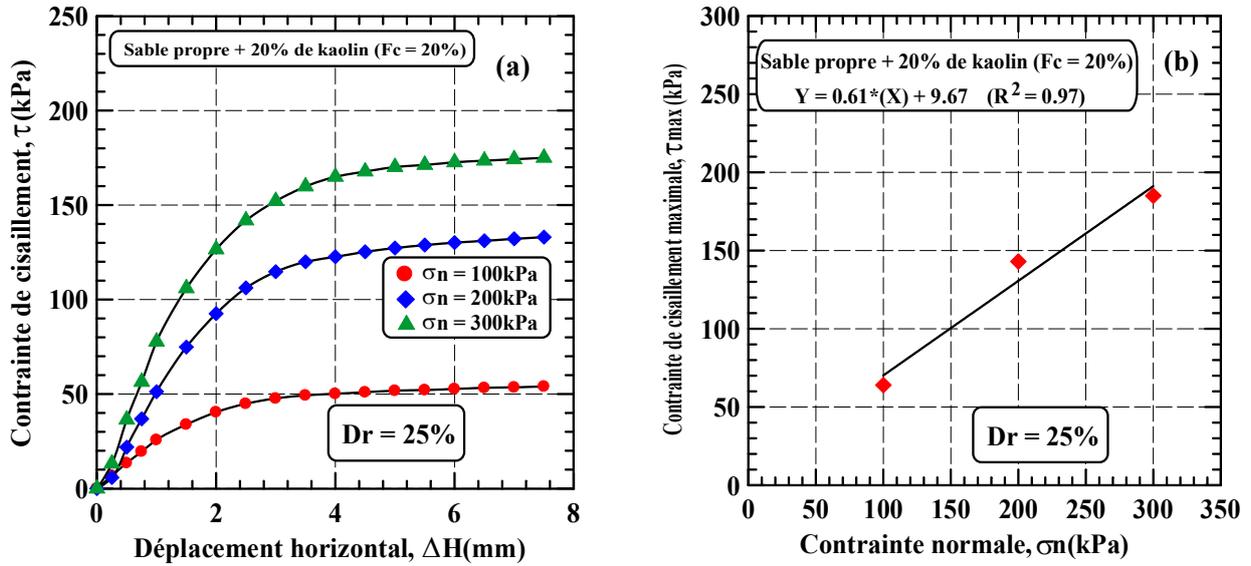


Figure 4.5: Résultats des essais de cisaillement direct du mélange sable-kaolin ( $F_c = 20\%$ ).

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

#### 4.2.2. Effet de contrainte normale (Etat dense: $D_r = 85\%$ )

La figure 4.6 présente les résultats des essais de cisaillement sur le sable propre de Chlef à l'état dense ( $D_r = 85\%$ ), pour le sable propre (Figure 4.6a), on note que la résistance au cisaillement augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte normale ( $\sigma_n$ ). La figure 4.6b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau, \sigma_n$ ), on constate que cette ligne est droite qui passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi$ .

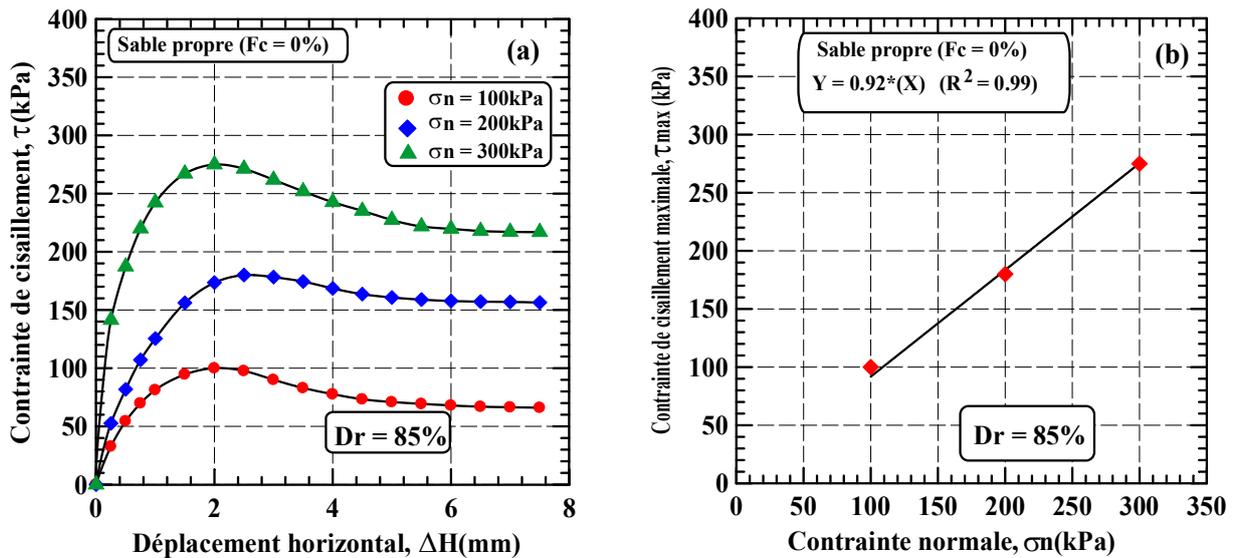
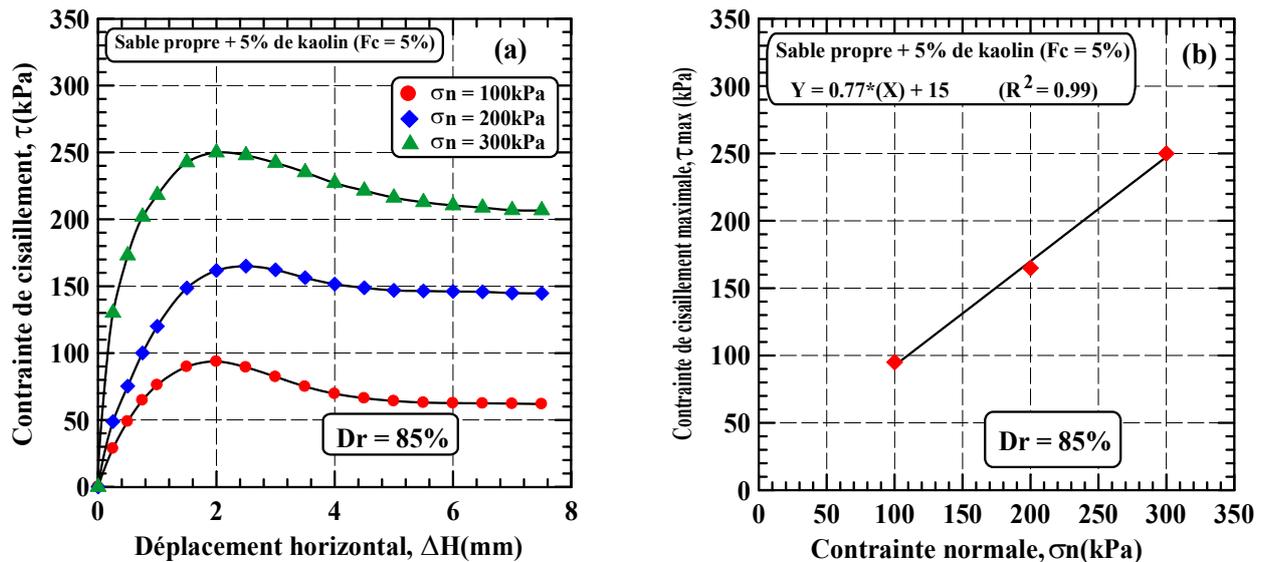


Figure 4.6: Résultats des essais de cisaillement direct du sable propre ( $F_c = 0\%$ ).

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

Les résultats du mélange de 5% de kaolin sont illustrés sur la figure 4.7a, on note que la résistance au cisaillement augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte normale ( $\sigma_n$ ). On note aussi une diminution de la résistance au cisaillement au fur et à mesure que le pourcentage des fines augmente. La figure 4.7b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau$ ,  $\sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ . Où:  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement la contrainte normale et la contrainte de cisaillement maximale;  $\phi$  et  $c$  sont respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion (ordonnée à l'origine).



**Figure 4.7:** Résultats des essais de cisaillement direct du sable et kaolin (Fc = 5%).

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

Pour le mélange de 10% de fraction des fines (Figure 4.8), on note une diminution de la résistance au cisaillement d'une manière significative avec l'augmentation de la fraction des fines (Figure 4.8a). La figure 4.8b montre le chemin de contraintes dans le plan ( $\tau$ ,  $\sigma_n$ ), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation:  $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$ .

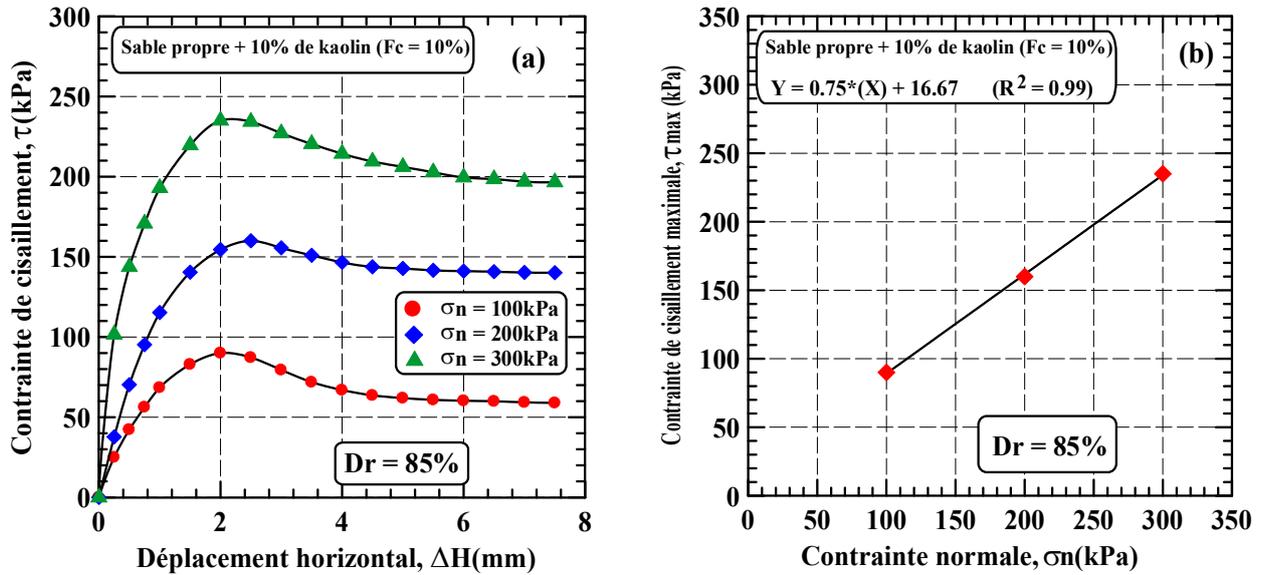


Figure 4.8: Résultats des essais de cisaillement direct du sable et kaolin (Fc = 10%).

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

Pour les essais avec une teneur en kaolin de 15 et 20% (Figure 4.9 et 4.10). On note une amélioration de la résistance avec l'évolution de la contrainte normale, tandis qu'elle diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

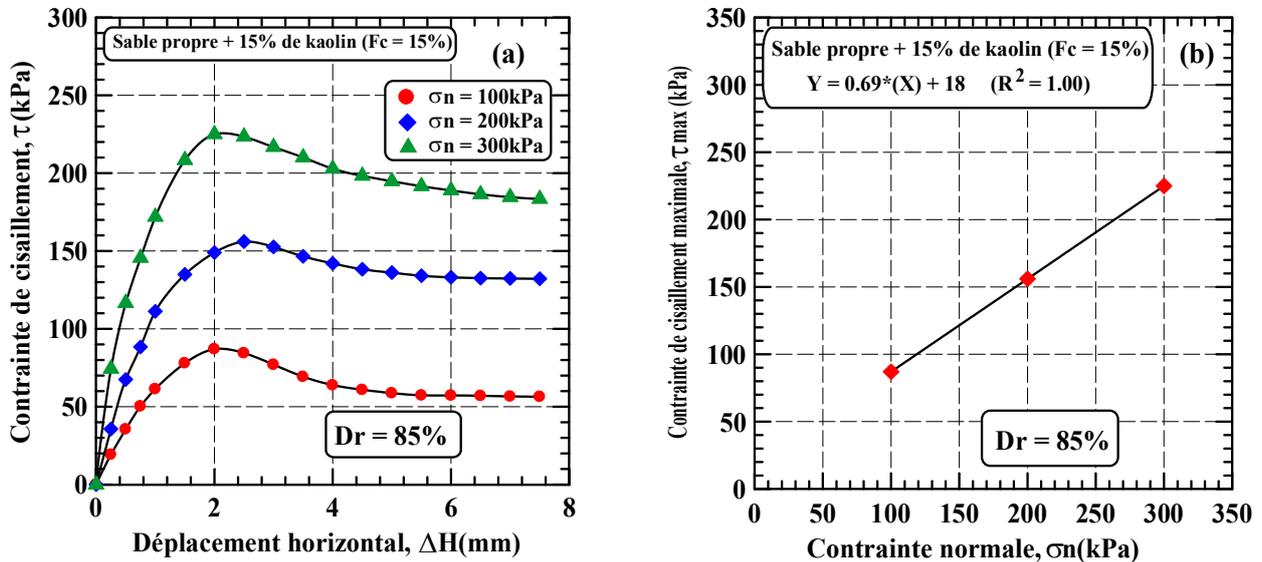


Figure 4.9: Résultats des essais de cisaillement direct du sable et kaolin (Fc = 15%).

(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

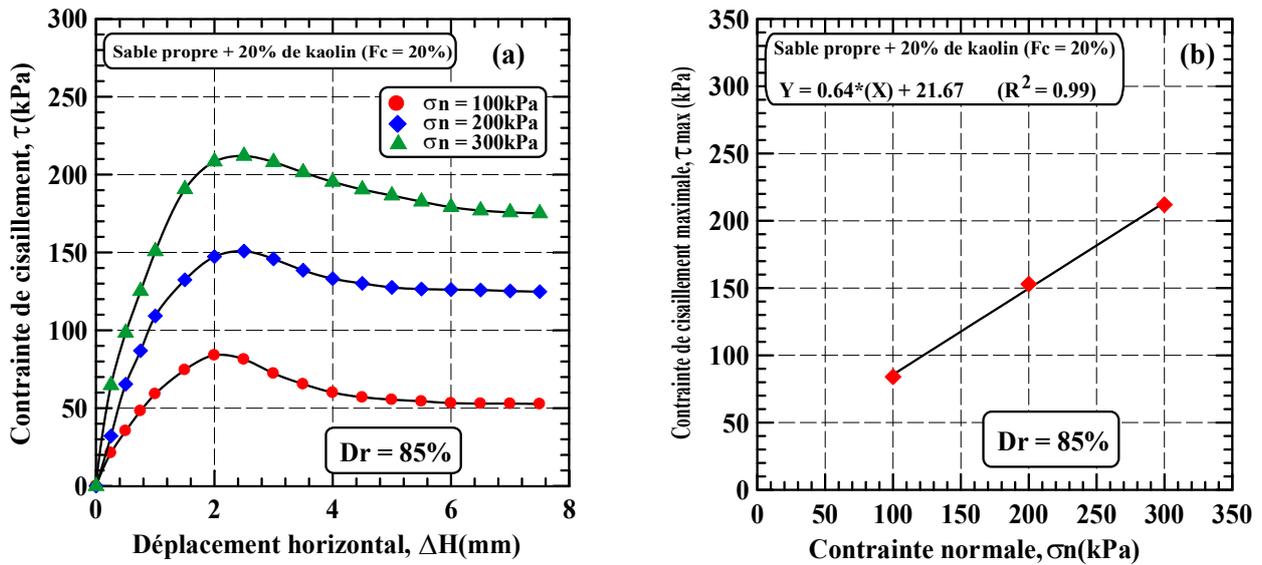


Figure 4.10: Résultats des essais de cisaillement direct du sable et kaolin (Fc = 20%).

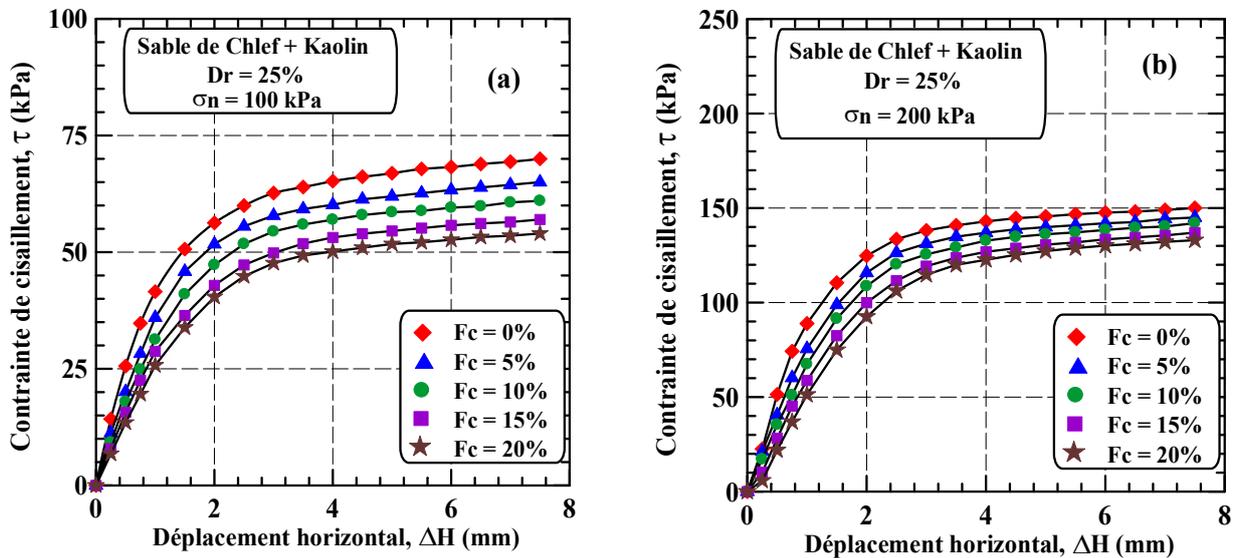
(a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

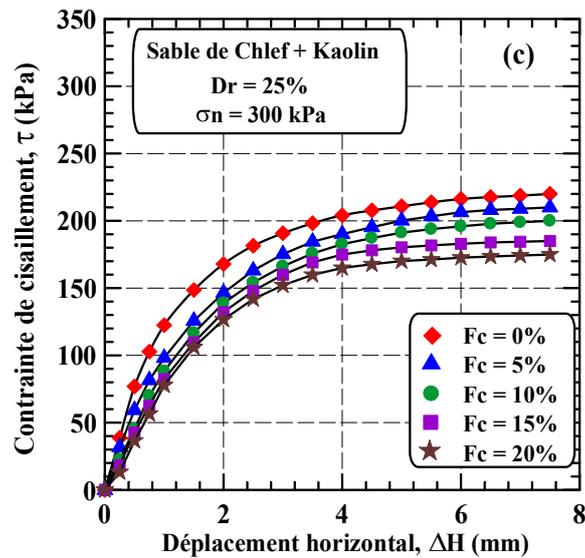
(b) Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

### 4.3. Influence de la fraction des fines (Fc)

#### 4.3.1. Résultats des essais de cisaillement à l'état lâche (Dr = 25%)

Les figures 4.11a, 4.11b et 4.11c, on constate que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la fraction des fines pour les trois contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.

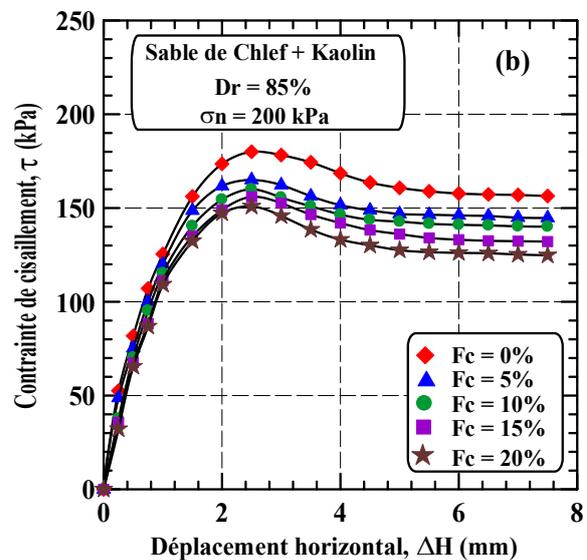
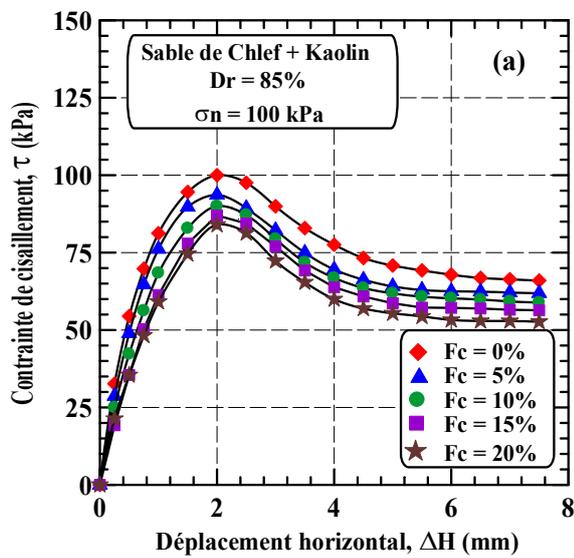


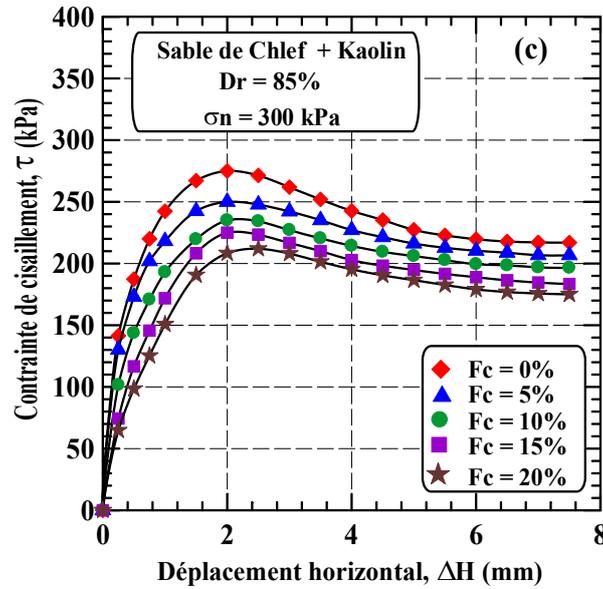


**Figure 4.11:** Contraite de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ( $D_r = 25\%$ )  
 (a)  $\sigma_n = 100$  kPa, (b)  $\sigma_n = 200$  kPa, (c)  $\sigma_n = 300$  kPa.

**4.3.2. Résultats des essais de cisaillement à l'état dense ( $D_r = 85\%$ )**

Les figures 4.12a, 4.12b et 4.12c, on constate que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la fraction des fines pour les trois contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.





**Figure 4.12:** Contraite de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ( $D_r = 85\%$ )

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

La figure 4.13 et 4.14 illustrent l'évolution de la contraite de cisaillement en fonction de la contraite normale pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). On note que la contraite de cisaillement du mélange sable-kaolin augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contraite normale ( $\sigma_n$ ), et diminue avec l'augmentation de la fraction du kaolin. Les deux figures montrent aussi les courbes de rupture de Mohr-Coulomb représentant la relation entre la contraite de cisaillement maximale ( $\tau_{\max}$ ) et la contraite normale initiale ( $\sigma_n$ ) selon l'expression suivante (1):

$$\tau_{\max} = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (1)$$

Où  $c$  et  $\phi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.

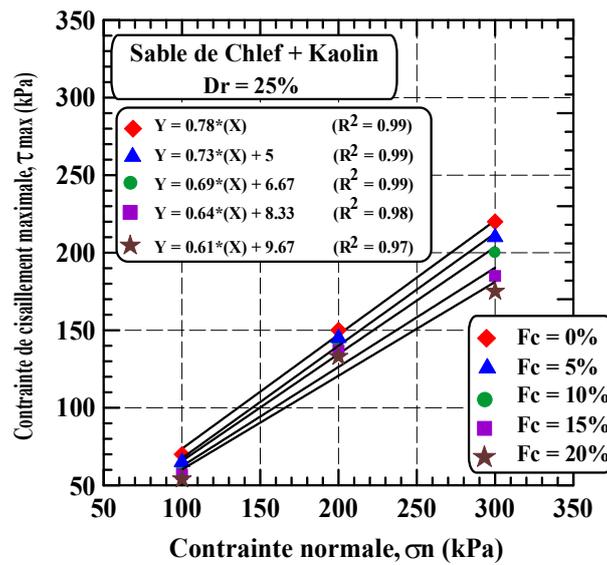
Ces figures montrent clairement que les tangentes des lignes de rupture diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ). Ces figures montrent un bon degré de corrélation entre la contraite de cisaillement maximale ( $\tau_{\max}$ ) et la contraite normale initiale ( $\sigma_n$ ) pour les deux densités relatives de  $D_r = 25\%$  et  $85\%$  ( $R^2 = 0.97 \sim 0.99$ ). Aussi, à partir, de ces figures, il est possible d'évaluer les paramètres mécaniques  $c$  et  $\phi$ . On peut constater pour l'état lâche ( $D_r = 25\%$ ) et l'état dense ( $D_r = 85\%$ ) que les tangentes des lignes de rupture diminuent avec l'augmentation des fines ( $F_c$ ) de 0.78 ( $F_c = 0\%$ ) à 0.61 ( $F_c = 20\%$ ) pour la densité relative de  $D_r = 25\%$  et de 0.92 ( $F_c = 0\%$ ) à 0.64 ( $F_c = 20\%$ ) pour la densité relative de  $D_r = 85\%$ . La relation entre la contraite de cisaillement maximale ( $\tau_{\max}$ ) et la contraite normale peut s'écrire aussi selon l'expression suivante:

$$\tau_{\max} = A \cdot \sigma_n + B \quad (2)$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.1.

**Tableau 4.1:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (2).

Matériau	$D_r$ (%)	$F_c$ (%)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	25	0	0.78	0	0.99
		5	0.73	5.00	0.99
		10	0.69	6.67	0.99
		15	0.64	8.33	0.98
		20	0.61	9.67	0.97
	85	0	0.92	0	0.99
		5	0.77	15.00	0.99
		10	0.75	16.67	0.99
		15	0.69	18.00	1.00
		20	0.64	21.67	0.99



**Figure 4.13:** Evolution de la résistance au cisaillement ( $\tau_{max}$ ) en fonction de la contrainte normale ( $D_r = 25\%$ )

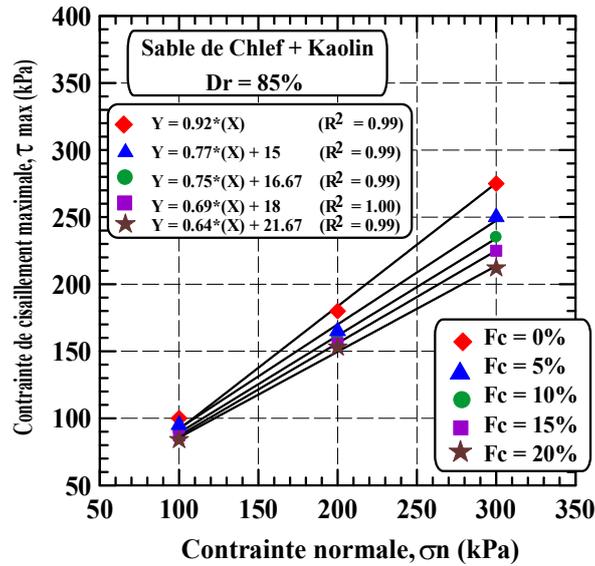
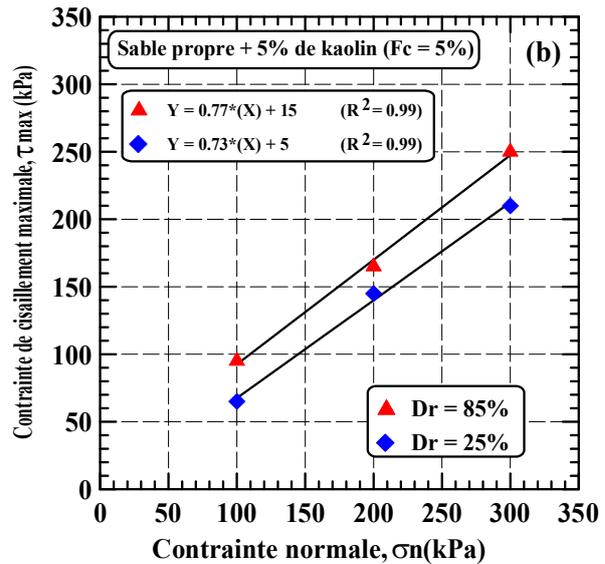
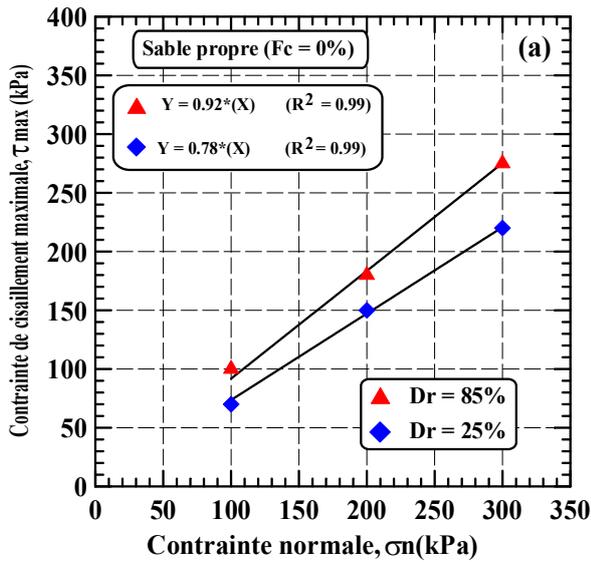
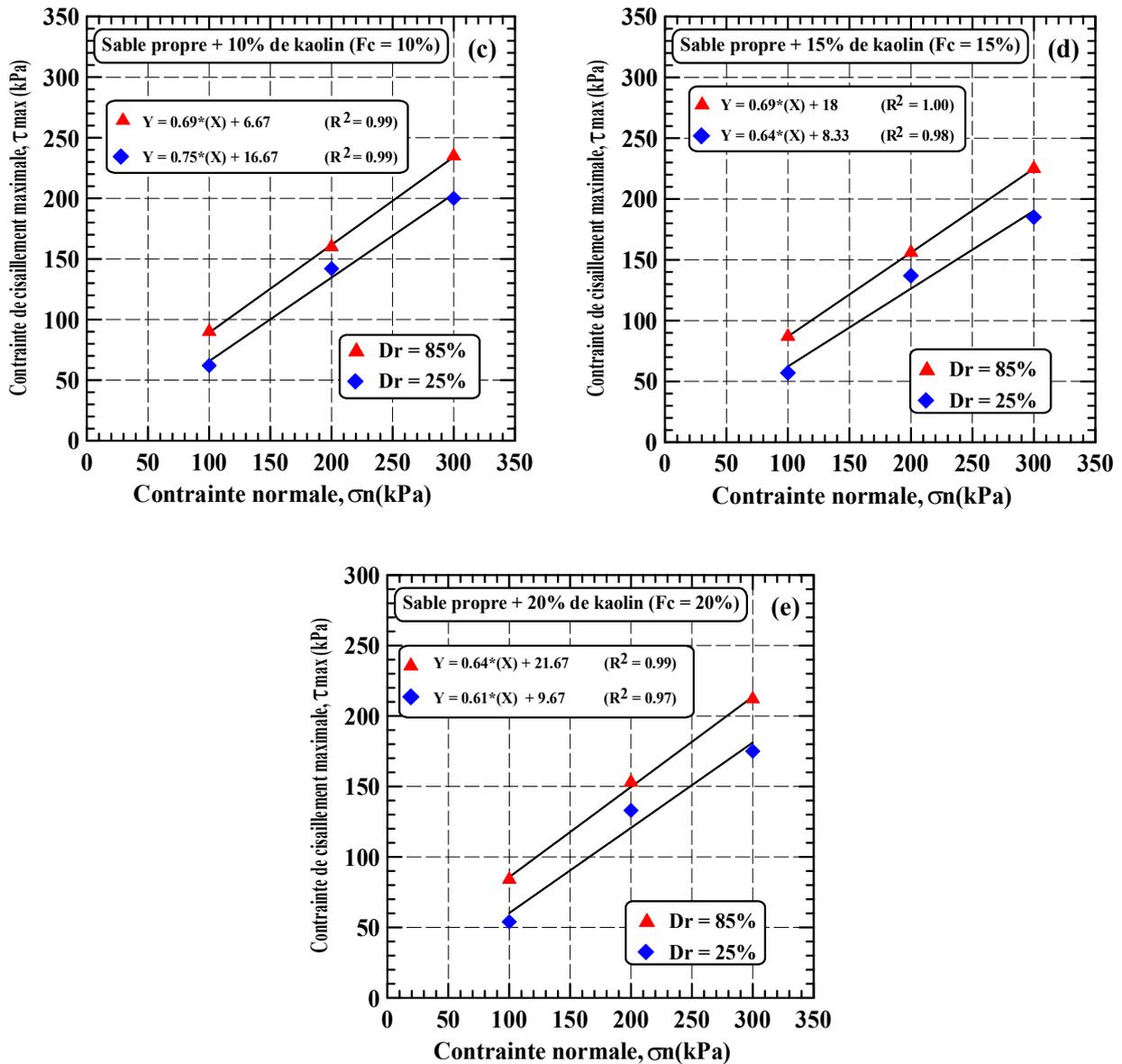


Figure 4.14: Evolution de la résistance au cisaillement ( $\tau_{max}$ ) en fonction de la contrainte normale ( $D_r = 85\%$ )

#### 4.4. Influence de la densité relative sur résistance au cisaillement

La figure 4.15 illustre l'évolution de la contrainte tangentielle maximale ( $\tau_{max}$ ) en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) pour les échantillons avec une teneur en kaolin ( $F_c = 0, 5, 10, 15$  et  $20\%$ ) pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). On constate que la résistance augmente en fonction de la contrainte normale initiale, on note aussi une nette influence de la densité relative sur la résistance de cisaillement, la résistance de cisaillement maximale de la densité forte ( $D_r = 85\%$ ) est importante à celle de la densité lâche ( $D_r = 25\%$ ).





**Figure 4.15:** Evolution de la contrainte tangentielle ( $\tau_{max}$ ) en fonction de la contrainte normale ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ,  $F_c = 0, 5, 10, 15$  et  $20\%$ ).

#### 4.5. Effet de l'ajout des fines (Kaolin) sur la résistance au cisaillement

La figure 4.16 représente l'évolution de la résistance au cisaillement ( $\tau_{max}$ ) du mélange sable-kaolin en fonction de la fraction des fines ( $F_c$ ) pour les trois contraintes normales initiales appliquées de 100, 200 et 300 kPa et pour les deux densités relatives de  $D_r = 25\%$  et  $85\%$ . On note que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte pour les trois contraintes normales appliquées. Par contre, la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la fraction des fines ( $F_c$ ) ou du kaolin de 0% à 20% pour les deux états de densité à savoir l'état lâche ( $D_r = 25\%$ ) (Figure 4.16a) et l'état dense ( $D_r = 85\%$ ) (Figure 4.16b). Il est noté que la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) est beaucoup plus prononcée pour les fortes contraintes normales ( $\sigma_n$ ) pour les

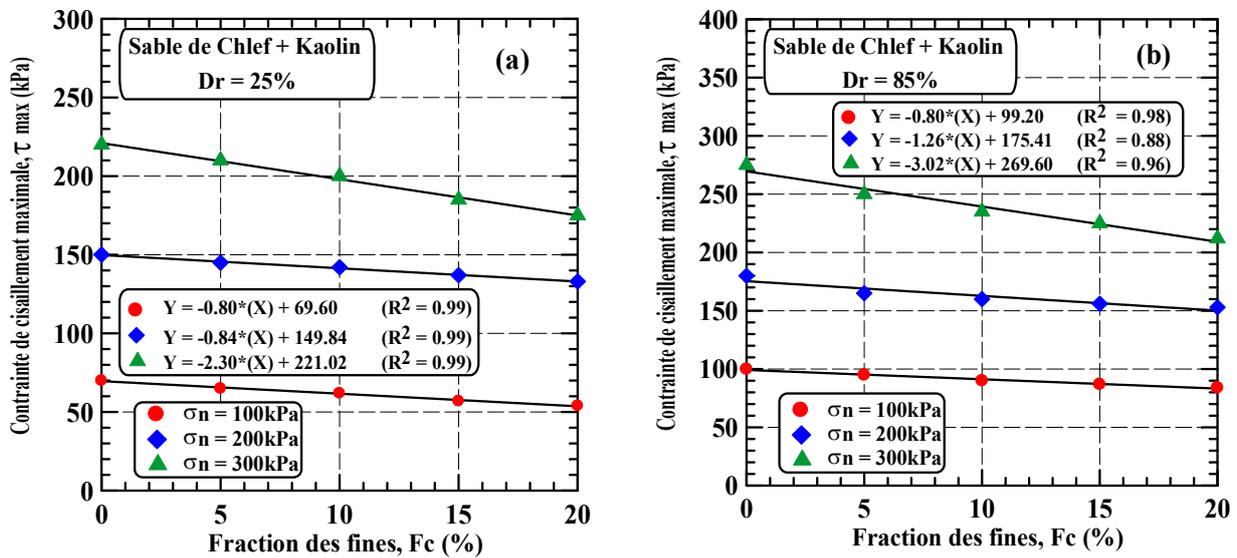
deux densités relatives. On note que les échantillons denses ( $D_r = 85\%$ ) donnent une résistance plus élevée que les échantillons lâches ( $D_r = 25\%$ ). Aussi, on note bon degré de corrélation entre la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). La relation entre la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ) est représentée par l'expression suivante:

$$\tau_{max} = A.(F_c) + B \tag{3}$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.2.

**Tableau 4.2:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (3).

Matériau	$D_r$ (%)	$\sigma_n$ (kPa)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	25	100	-0.80	69.60	0.99
		200	-0.84	149.84	0.99
		300	-2.30	221.02	0.99
	85	100	-0.80	99.20	0.98
		200	-1.26	175.41	0.88
		300	-3.02	269.60	0.96



**Figure 4.16:** Effet de la fraction des fines (Kaolin) sur la résistance au cisaillement.

(a)  $D_r = 25\%$ , (b)  $D_r = 85\%$ .

#### 4.6. Effet du kaolin sur la cohésion (c)

La figure 4.17 présente la variation de la cohésion (c) de mélange sable d'Oued Chlef en fonction de la fraction des différentes fines argileuses (Kaolin) pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). On constate que la cohésion augmente d'une manière significative avec l'augmentation du

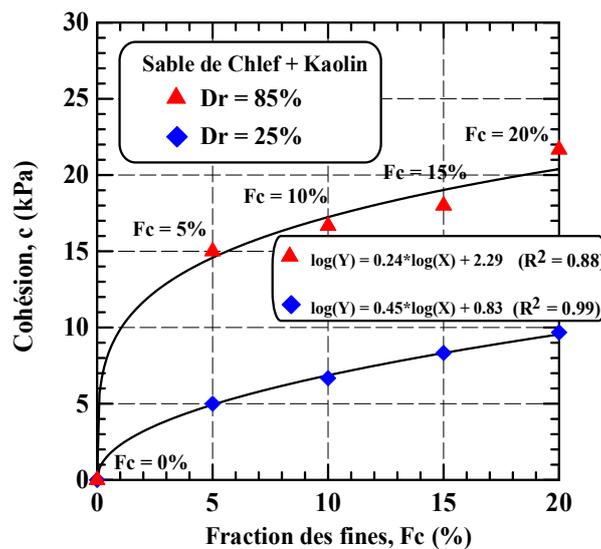
pourcentage du kaolin pour les deux densités relatives. On note que cette cohésion est plus importante pour la densité forte de 85% que la densité lâche de 25%. A partir de cette figure, on peut constater qu'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) de 0% à 20% conduit à une augmentation de la cohésion ( $c$ ) d'une manière logarithmique de 0 à 9.67 kPa pour l'état lâche ( $D_r = 25\%$ ) et de 0 à 21.67 kPa pour l'état dense ( $D_r = 85\%$ ). La variation de la cohésion ( $c$ ) en fonction de la teneur en fines ( $F_c$ ) est représentée par l'expression suivante:

$$\log(c) = A \cdot \log(F_c) + B \tag{4}$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.3.

**Tableau 4.3:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (4).

Matériau	Paramètre	$D_r$ (%)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	c	25	0.45	0.83	0.99
		85	0.24	2.29	0.88



**Figure 4.17:** Variation de la cohésion ( $c$ ) en fonction de la fraction des fines ( $F_c$ )

#### 4.7. Effet du kaolin sur l'angle de frottement ( $\phi$ )

La figure 4.18 montre la variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) en fonction de la fraction de kaolin pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). On remarque que l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de la fraction du kaolin pour les deux cas de densité relative. On note aussi que cet angle est plus important pour la densité forte de 85% que la densité lâche de 25%. A partir de cette figure, on peut constater qu'une augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) de 0% à 20% conduit aussi à une diminution de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) d'une manière linéaire de  $37.95^\circ$  à  $31.38^\circ$  pour l'état lâche ( $D_r = 25\%$ ) et de  $42.61^\circ$  à  $32.62^\circ$  pour l'état dense ( $D_r = 85\%$ ). La

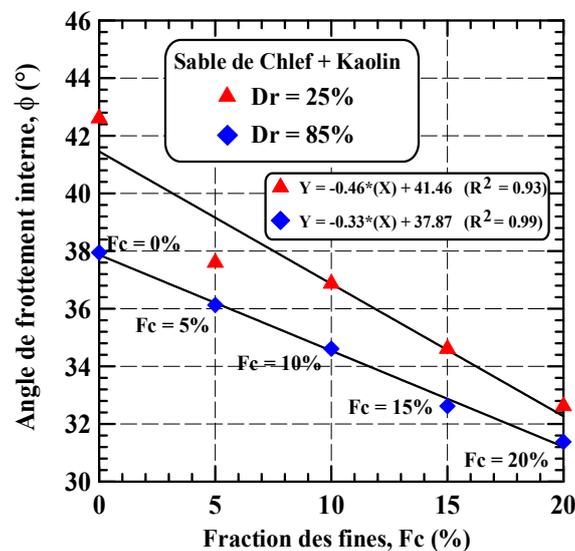
variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) en fonction de la teneur en fines ( $F_c$ ) est représentée par l'expression suivante:

$$\phi = A.(F_c) + B \quad (5)$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.4.

**Tableau 4.4:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (5).

Matériau	Paramètre	$D_r$ (%)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	$\phi$	25	-0.33	37.87	0.99
		85	-0.46	41.469	0.93



**Figure 4.18:** Variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) en fonction de la fraction des fines ( $F_c$ )

## 4.8. Influence des caractéristiques granulométriques sur la résistance maximale au cisaillement ( $\tau_{\max}$ )

### 4.8.1. Influence du diamètre efficace ( $D_{10}$ )

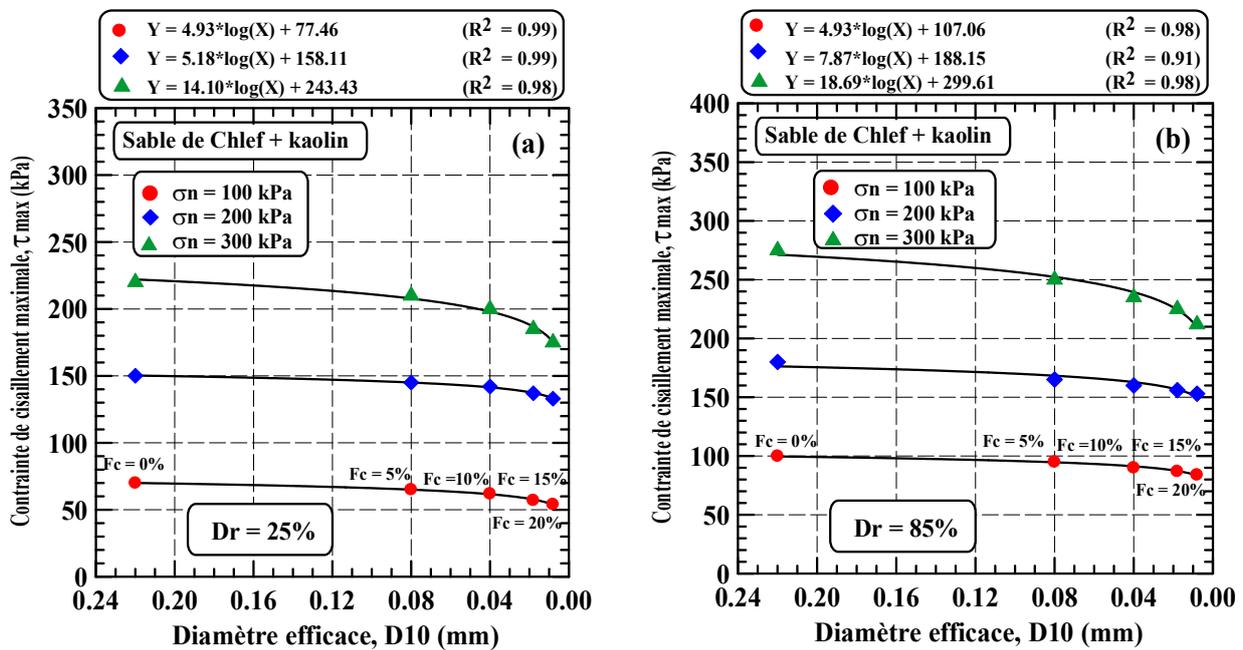
La figure 4.19 montre la variation de la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{\max}$ ) en fonction du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) pour différentes teneur en fines ( $F_c$ ) et pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). Ces résultats montrent que la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{\max}$ ) diminue d'une manière logarithmique avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et l'augmentation des fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). La relation entre la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{\max}$ ) et le diamètre efficace ( $D_{10}$ ) est représentée par l'expression suivante:

$$\tau_{\max} = A.\log(D_{10}) + B \quad (6)$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.5.

**Tableau 4.5:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (6).

Matériau	$D_r$ (%)	$\sigma_n$ (kPa)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	25	100	4.93	77.46	0.99
		200	5.18	158.11	0.99
		300	14.10	243.43	0.98
	85	100	4.93	107.06	0.98
		200	7.87	188.15	0.91
		300	18.69	299.61	0.98



**Figure 4.19:** Variation de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) avec le diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ) ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ,  $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$  kPa).

#### 4.8.2. Influence du diamètre moyen ( $D_{50}$ )

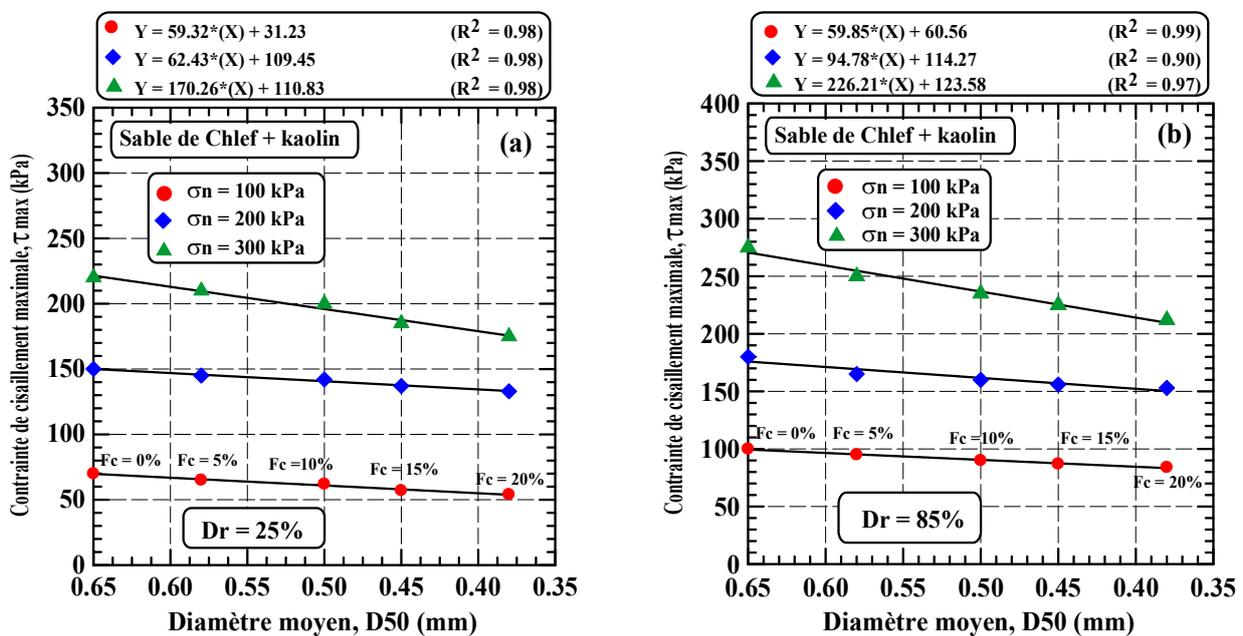
La figure 4.20 montre la variation de la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) en fonction du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) pour différentes teneur en fines ( $F_c$ ) et pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). Ces résultats montrent que la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) diminue d'une manière linéaire avec la diminution du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et l'augmentation des fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). La relation entre la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) et le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) est représentée par l'expression suivante:

$$\tau_{max} = A.(D_{50}) + B \tag{7}$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.6.

**Tableau 4.6:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (7).

Matériau	$D_r$ (%)	$\sigma_n$ (kPa)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	25	100	59.32	31.23	0.98
		200	62.43	109.45	0.98
		300	170.26	110.83	0.98
	85	100	59.85	60.56	0.99
		200	94.78	114.27	0.90
		300	226.21	123.58	0.97



**Figure 4.20:** Variation de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) avec le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ) ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ,  $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$ kPa).

### 4.8.3. Influence du coefficient d'uniformité ( $C_u$ )

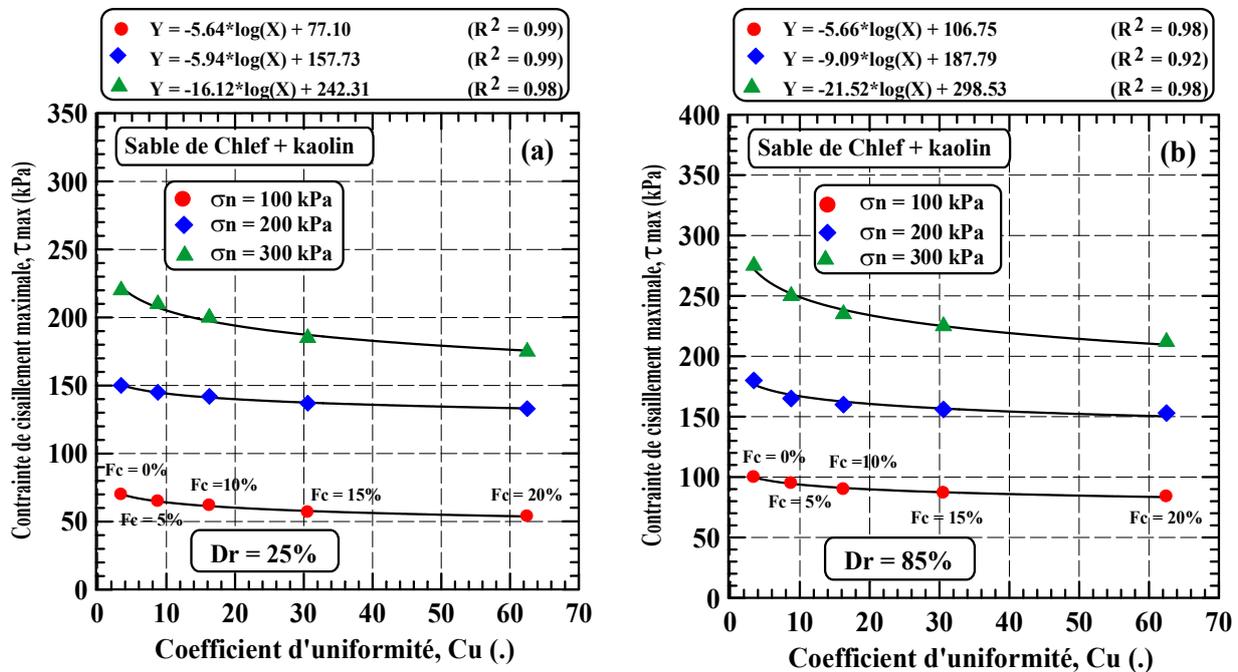
La figure 4.21 montre la variation de la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) en fonction du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) pour différentes teneur en fines ( $F_c$ ) et pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). Ces résultats montrent que la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) diminue d'une manière logarithmique avec l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et l'augmentation des fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). La relation entre la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) et le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) est représentée par l'expression suivante:

$$\tau_{\max} = A.\log(C_u) + B \tag{8}$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.7.

**Tableau 4.7:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (8).

Matériau	$D_r$ (%)	$\sigma_n$ (kPa)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	25	100	-5.64	77.10	0.99
		200	-5.94	157.73	0.99
		300	-16.12	242.31	0.98
	85	100	-5.66	106.75	0.98
		200	-9.09	187.79	0.92
		300	-21.52	298.53	0.98



**Figure 4.21:** Variation de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{\max}$ ) avec le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ) ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ,  $\sigma_n = 100, 200$  et  $300$ kPa).

#### 4.9. Influence des caractéristiques granulométriques sur les paramètres mécaniques ( $\phi$ ) et (c)

##### 4.9.1. Influence du diamètre efficace ( $D_{10}$ )

La variation des paramètres mécaniques à savoir l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et la cohésion (c) des mélanges sable-kaolin pour différentes teneurs en fines ( $F_c$ ) en fonction du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) est présentée en figure 4.22. Pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ) et les teneurs en fines ( $F_c = 0 - 20\%$ ), les résultats montrent que l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) diminue d'une manière logarithmique avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et l'augmentation de la teneur

en fines ( $F_c$ ) (Figure 4.22a). Cependant, on note une augmentation de la cohésion ( $c$ ) d'une manière linéaire avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) (Figure 4.22b). La variation de l'angle de frottement interne angle ( $\phi$ ) et la cohésion ( $c$ ) en fonction du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) est représentée par les expressions suivantes:

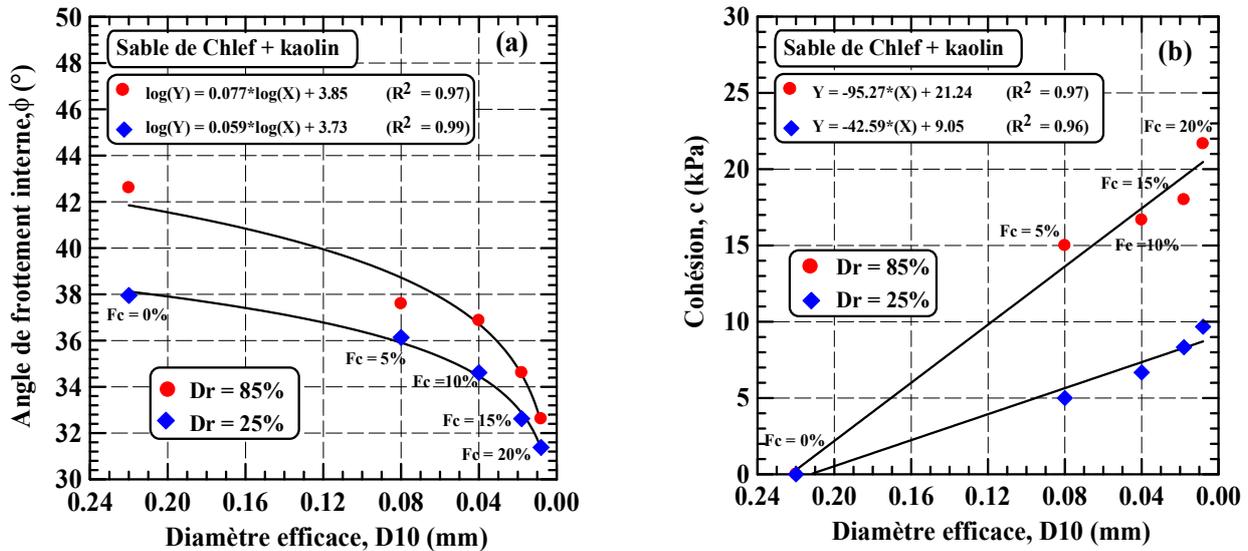
$$\log(\phi) = A.\log(D_{10}) + B \tag{9}$$

$$c = A.(D_{10}) + B \tag{10}$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.8.

**Tableau 4.8:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (9) et (10).

Matériau	Paramètre	$D_r$ (%)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	$\phi$	25	0.059	3.73	0.99
		85	0.077	3.85	0.97
	c	25	-42.59	9.05	0.96
		85	-95.27	21.24	0.97



**Figure 4.22:** Variation des paramètres de résistance ( $\phi$  et  $c$ ) avec le diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ): (a) Angle de frottement ( $\phi$ ) en fonction du diamètre efficace ( $D_{10}$ ), (b) Cohésion ( $c$ ) en fonction du diamètre efficace ( $D_{10}$ ).

#### 4.9.2. Influence du diamètre moyen ( $D_{50}$ )

La figure 4.23 montre la variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et la cohésion ( $c$ ) avec le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) pour différentes teneurs en fines ( $F_c$ ) et pour les deux densités relatives ( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). Les résultats montrent que l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) diminue d'une manière

linéaire avec la diminution du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) (Figure 4.23a). Cependant, on note une augmentation de la cohésion ( $c$ ) d'une manière linéaire avec la diminution du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) (Figure 4.23b). La variation de l'angle de frottement interne angle ( $\phi$ ) et la cohésion ( $c$ ) en fonction du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) est représentée par les expressions suivantes:

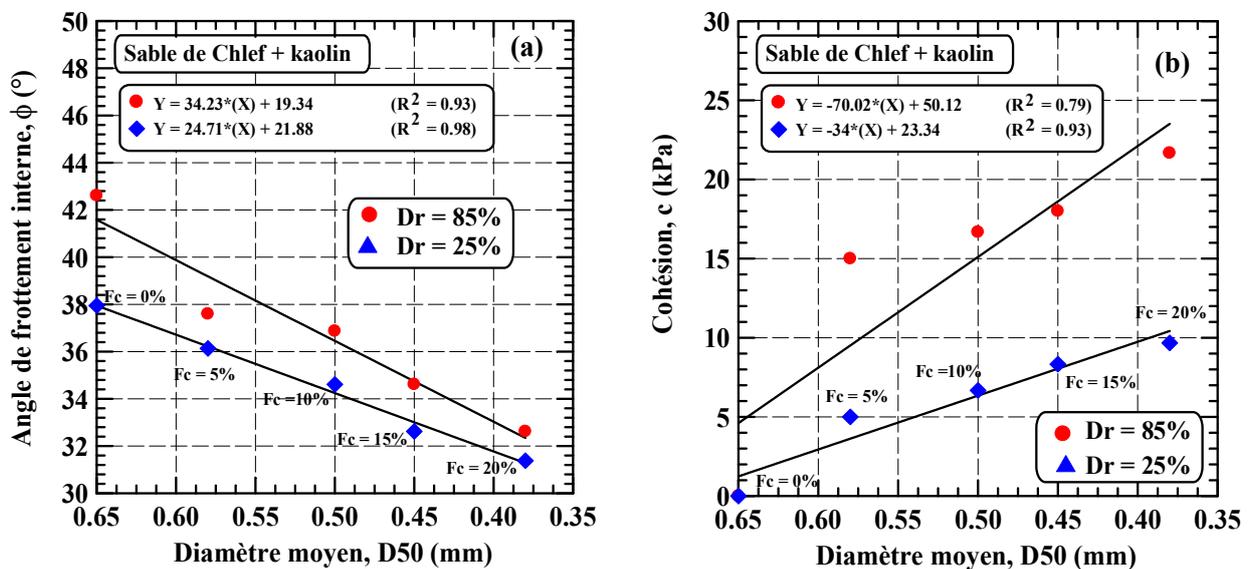
$$\phi = A.(D_{50}) + B \tag{11}$$

$$c = A.(D_{50}) + B \tag{12}$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.9.

**Tableau 4.9:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (11) et (12).

Matériau	Paramètre	$D_r$ (%)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	$\phi$	25	24.71	21.88	0.98
		85	34.23	19.34	0.93
	c	25	-34.00	23.34	0.93
		85	-70.02	50.12	0.79



**Figure 4.23:** Variation des paramètres de résistance ( $\phi$  et  $c$ ) avec le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ): (a) Angle de frottement ( $\phi$ ) en fonction du diamètre moyen ( $D_{50}$ ), (b) Cohésion ( $c$ ) en fonction du diamètre moyen ( $D_{50}$ ).

#### 4.9.3. Influence du coefficient d'uniformité ( $C_u$ )

La figure 4.24 montre la variation de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et la cohésion ( $c$ ) avec le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) pour différentes teneurs en fines ( $F_c$ ) et pour les deux densités relatives

( $D_r = 25\%$  et  $85\%$ ). Les résultats montrent que l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) diminue d'une manière logarithmique avec l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) (Figure 4.24a). Cependant, on note une augmentation de la cohésion ( $c$ ) d'une manière logarithmique avec l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) (Figure 4.24b). La variation de l'angle de frottement interne angle ( $\phi$ ) et la cohésion ( $c$ ) en fonction du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) est représentée par les expressions suivantes:

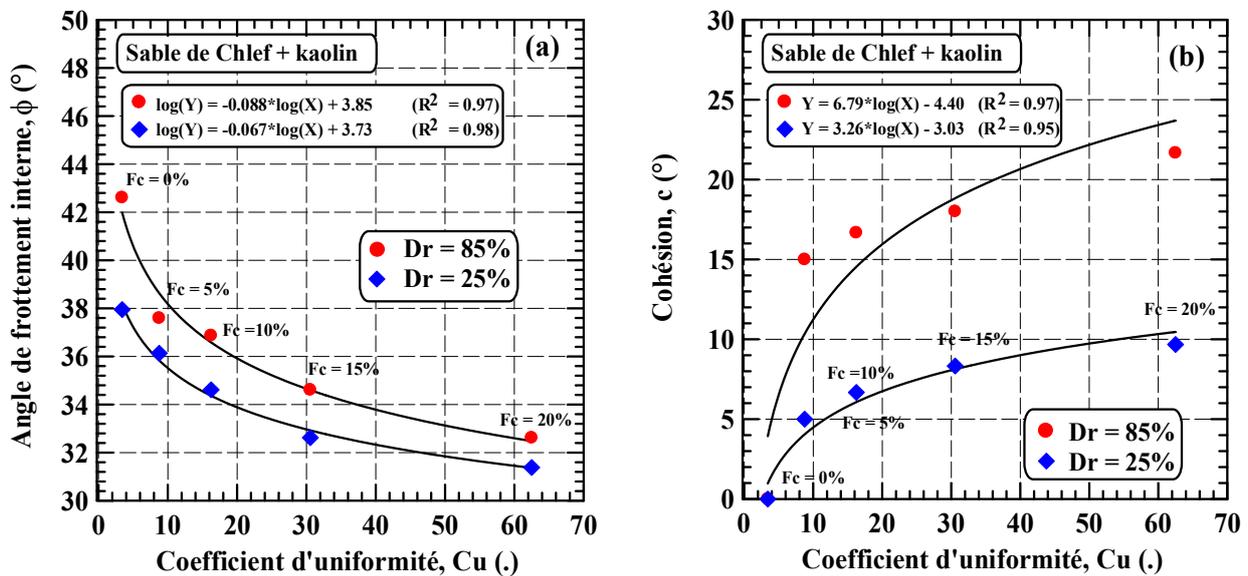
$$\log(\phi) = A \cdot \log(C_u) + B \tag{13}$$

$$c = A \cdot \log(C_u) + B \tag{14}$$

Le coefficient A, B et le coefficient de détermination ( $R^2$ ) sont présentés dans le tableau 4.10.

**Tableau 4.10:** Coefficients A, B et  $R^2$  de l'équation (13) et (14).

Matériau	Paramètre	$D_r$ (%)	A	B	$R^2$
Sable de Chlef-kaolin	$\phi$	25	-0.067	3.73	0.98
		85	-0.088	3.85	0.97
	c	25	3.26	-3.03	0.95
		85	6.79	-4.40	0.97



**Figure 4.24:** Variation des paramètres de résistance ( $\phi$  et  $c$ ) avec le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et la teneur en fines ( $F_c$ ): (a) Angle de frottement ( $\phi$ ) en fonction du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ), (b) Cohésion ( $c$ ) en fonction du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ).

#### 4.10. Conclusion

Ce chapitre présente une série d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande avec mélange de sable-kaolin pour évaluer l'influence des fines argileuses (kaolin) sur la résistance au cisaillement d'un sol granulaire (sable de Chlef), et cela à partir de la variation de la teneur en fines du kaolin, la contrainte normale et la densité relative. Les résultats trouvés montrent que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fines pour les trois contraintes normales appliquées. L'augmentation de la densité relative influe d'une manière significative sur la résistance au cisaillement. L'angle de frottement interne mobilisé diminue avec l'augmentation des fines par contre la cohésion augmente d'une manière significative avec l'augmentation du pourcentage des fines. La variation de la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{\max}$ ) avec le diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et le diamètre moyen ( $D_{50}$ ), les résultats montrent que cette contrainte de cisaillement diminue avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) avec l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) aussi les résultats montrent une diminution de cette résistance avec l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives. Concernant les paramètres mécaniques ( $\phi$  et  $c$ ), les résultats montrent que l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) diminue avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) avec l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives. Cependant, on note une augmentation de la cohésion avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) avec l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives.

## *Conclusion générale et perspectives*

## **Conclusion générale et perspectives**

Ce travail a été réalisé dans le but de mieux comprendre le comportement mécanique des mélanges sable-kaolin, à savoir l'influence de la teneur en fines argileuses ( $F_c$ ), la densité relative ( $D_r$ ), la contrainte normale initiale ( $\sigma_n$ ) et les caractéristiques granulométriques à savoir le diamètre efficace ( $D_{10}$ ), le diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) sur la résistance au cisaillement des mélanges sable-kaolin. Afin de bien étudié ce comportement, les matériaux utilisés ont été soumis aux essais d'identification. Les résultats obtenus permettent de conclure que:

- La contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée;
- La résistance de cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en argiles (kaolin) pour les trois contraintes normales appliquées et pour les deux densités relatives lâche et dense;
- L'angle de frottement interne mobilisé diminue avec l'augmentation des fines, par contre la cohésion augmente d'une manière significative avec l'augmentation du pourcentage des fines;
- L'augmentation de la densité relative influe d'une manière significative sur la résistance au cisaillement, la densité forte améliore la résistance au cisaillement du sol.
- La résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) diminue avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) avec l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) aussi Cette résistance diminue avec l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives.
- L'angle de frottement interne ( $\phi$ ) diminue avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) avec l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives.
- La cohésion ( $c$ ) augmente avec la diminution du diamètre efficace ( $D_{10}$ ) et du diamètre moyen ( $D_{50}$ ) et l'augmentation du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) avec l'augmentation de la teneur en fines ( $F_c$ ) pour les deux densités relatives.

Le présent travail a apporté des éclaircissements au comportement des sols non saturés. Les résultats des essais réalisés méritent d'être complétés par une campagne d'essais triaxiaux pour bien étudier le comportement des sols non saturés, aussi il est important d'étudier le comportement du sol avec un mélange de fines et des fibres.

## *Références bibliographiques*

## **Références bibliographiques**

**A. Hamidi, V. Yazdanjou, and N. Salimi, (2009).** Shear strength characteristics of sand gravel mixtures. *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 3, (1), pp. 29-38.

**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.

**Arab, A. (2008).** Comportement des Sols sous Chargement Monotone et Cyclique. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf d'Oran, Algérie).

**Bayat, M., Bayat, E., Aminpour, H., & Salarpour, A. (2014).** Shear strength and pore-water pressure characteristics of sandy soil mixed with plastic fine. *Arabian Journal of Geosciences*, vol. 7(3), pp. 1049-1057.

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

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

**Bouferra R., & Shahrour I. (2004).** Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand. *Ground Improvement* vol. 8, (1), pp. 1-5.

**Castro, G., & Poulos, S. J. (1977).** Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.103, N°GT6, pp. 501-516.

**Casagrande, A. (1979).** Liquefaction and cyclic deformation of sand. A critical review. In *Fifth Panamerican Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bueno Aires, Argentina, Havard Soil Mechanics, N°88, pp. 1-39.

**Chang N.Y., Yeh S.T. & Kaufman L.P. (1982).** Liquefaction potential of clean and silty sands. *Proc., third Int. Earthquake Microzonation Conf.* Vol. 2, pp. 1017-1032.

**Dafalla, M. A. (2013).** Effects of clay and moisture content on direct shear tests for clay-sand mixtures. *Advances in Materials Science and Engineering*.

**Das, B.M., V.K. Puri and S. Prakash (1999).** Liquefaction of Silty Soil. Proc Second Int. Conf. on Earthq. Geot. Engg. And Soil Dynamics, Lisbon (Portugal), June 21-25, Vol II, pp 619-224.

**Dezfulian, H. (1982).** Effects of silt content on dynamic properties of sandy soils. In Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, pp. 63-70.

**Fabien szymkiewicz (2011).** Evaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing.

**Finn W.D., Ledbetter R.H. & Wu G. (1994).** Liquefaction on silty soils: Design and analysis. Ground failures under seismic conditions, Geotech. Spec. Publication, N°44, ASCE, New York, pp. 51-76.

**Georgiannou, V.N. Burland, J.B. Hight, D.W. (1990).** The undrained behavior of clayey sands in triaxial compression and extension. Geotechnique 40, No.3, 431-449

**Ghahremani, M. (2005).** Effect of plastic fines and their plasticity on the liquefaction resistance of sands. MSc. Thesis, Department of civil Engineering, Tehran University, Iran

**Ghazavi et al (2004).** Shear strength characteristics of sand-mixed with granular rubber. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 22, pp. 401–416.

**Hazen, A. (1920).** Hydraulic-fill dams. Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 83(1), pp. 1713-1745.

**Hosseinpour I., Mirmoradi H., Barari A. & Omidvar M. (2010).** Numerical evaluation of sample size effect on the stress-strain behavior of geotextile-reinforced sand. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering), vol. 11(8), pp. 555-562.

**Kaufman, L.P. (1981).** Percentage silt content in sands and its effect on liquefaction potential. Ph.D. Thesis, University of Colorado.

**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, pp. 17-33.

**Koester, J.P.In: Prakash S, DakaulasP, editors. (1994).** The influence of fines type and content on cyclic strength. Ground failures under seismic conditions, 44. ASCE Publication, 17-33.

- Kuwano, J., Imura, H., Takahara, K., Nakazawa, H. (1995).** Undrained cyclic and monotonic behavior of sand-kaolin mixture. Earthquake geotech. Engrg. Conference.165-171, Balkema, Rotterdam, ISBN: 90 5809 1 163
- Law K.T. & Ling Y.H. (1992).** Liquefaction of granular soils with noncohesive fines. Proc., 10th World Conf. on Earthquake, pp. 1491-1496.
- Lee K.L. & Seed H.B. (1967).** Dynamic strength of anisotropically consolidated sand. Soils Mechanics and foundations, divisions, ASCE, vol. 93, N° SM5, pp. 117-147.
- Madhavi Latha G., & Vidya S. (2006).** Murthy Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand. Geotextile and Geomembranes, Vol.25, pp. 23-32.
- Miura, S., Kawamura S., and Yagi, K. (1995).** Liquefaction damage of sandy and volcanic grounds in the 1993 Hokkaido Nansei-oki earthquake. Proc. 3rd Int. Con. On Recent Advances in Geotechnical Earthq. Engrg. And Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, vol.1, 193-196
- Noorzad R. & Mirmoradi S.H. (2010).** Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 28, pp. 386–392.
- Nouri, S., Nechnech, A., Lamri, B., & Lopes, M. L. (2016).** Triaxial test of drained sand reinforced with plastic layers. Arabian Journal of Geosciences, vol. 9(1), pp. 53.
- Perlea, V.G., J.P. koester, and S. Prakash, (1999).** How Liquefiable are cohesive Soils. Proc. Second Int. Conf on Earthq. Geot Engg and Soil Dynamics, Lisbon (Portugal), June 21-25, Vol II pp 611-618
- Poulos, S. J., Robinsky, E. I., & Keller, T. O. (1985).** Liquefaction resistance of thickened tailings. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 111(12), pp. 1380-1394.
- Prakash S. & Sandoval J.A. (1992).** Liquefaction for low plasticity silts. Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 71(7), pp. 373-397.
- Puri V.K. (1984).** Liquefaction behaviour and dynamic properties of loessial soils. PhD Dissertation, University of Missouri-Rolla.
- Puri V.K. (1990).** Liquefaction aspects of loessial soils. Proc., 4th U. S. Nat. Conf. on Earthquake Engineering Research Inst., El Cerito, California, 3, 755-762.

**Sandoval S.J. (1989).** Liquefaction and settlement characteristics of silty soils. PhD dissertation, University of Missouri-Rolla.

**Shen C.K., Vrymoed J.L. & Uyeno CK. (1977).** The effects of fines on liquefaction of sands. Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, vol. 2, 381-385.

**Troncoso J.H. & Verdugo R. (1985).** Silt content and dynamic behaviour of tailing sands. Proc., 12th Int. Conf. on soil Mech. And Found. pp. 1311-1314.

**Unnikrishnan., Rajagopal., Krishnaswamy. (2002).** Behaviour of reinforced clay under monotonic and cyclic loading. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 20, pp. 117-133.

**Vercueil D., ET Billet P. (1997).** Study of the liquefaction resistance of saturated sand reinforced with geosynthetics. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 16, pp. 417-425.

**Vaid V.P. (1994).** Liquefaction of silty soils », Ground failures under seismic conditions. Geotechnical Special Publication, N°44, ASCE, New York, pp. 1-16.

**Yamamuro J.A. & Lade P.V. (1997).** Static liquefaction of very loose sands. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa vol. 34, pp. 905-917.

**Zlatovic S.& Ishihara K. (1997).** Normalised behaviour of very loose nonplastic soil/ Effects of fabric. Soils and Foundations, Tokyo, vol. 37(4), pp. 47-56.