

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture



THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie civil

Présentée Par

Mohammed CHEMMAM

Sujet de la thèse :

ETUDE EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DES SOLS À LA LIQUÉFACTION STATIQUE

Soutenu le 10 juillet 2016 devant le jury composé de :

Zamila HARICHANE	Professeur	UHBB Chlef	Présidente
Amar NECHECH	Professeur	USTHB Alger	Examineur
Noureddine DELLA	MCA	UHBB Chlef	Examineur
Marwan SADEK	MC (HDR)	Polytech-Lille France	Examineur
Ahmed ARAB	Professeur	UHBB Chlef	Rapporteur
Mostefa BELKHATIR	MCA	UHBB Chlef	Co Rapporteur
Rachid BOUFERRA	MC	Polytech-Marrakech Maroc	Invité

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué au Laboratoire des sciences des matériaux et environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef. Qu'il me soit agréable de remercier sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, ainsi que tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui m'ont aidé à sa concrétisation et en particulier :

J'aimerais en premier lieu remercier mon Dieu Allah qui m'a donné la volonté et le courage pour la réalisation de ce travail.

A mon Directeur de thèse le professeur Ahmed ARAB pour avoir accepté d'assurer la supervision et le suivi de cette thèse. Son expérience et ses compétences m'ont été d'une aide considérable à trouver réponse aux diverses questions et problèmes que j'ai pu rencontrer. Je le remercie notamment pour la confiance qu'il m'a accordée tout au long de ces années de thèse. Qui a été d'un soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses.

Je tiens particulièrement à exprimer mes chaleureux remerciements à Mme HARICHANE Zamila professeur au département de Génie Civil de l'Université de Chlef pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse, je la remercie également pour ses encouragements et ses conseils motivants.

Je remercie vivement le professeur Amar Nechech de l'USTHB d'avoir accepté d'examiner cette thèse, qu'il trouve ici toute ma reconnaissance et gratitude.

Je remercie également M. Mostefa BELKHATIR qui m'a fait l'honneur d'accepter de co-diriger cette thèse et qui n'a cessé de me prodiguer ses conseils et de m'apporter ses encouragements dans les moments difficiles de ce travail.

De même je tiens à remercier aussi Mr Della Noureddine maître de conférences à l'université Hassiba Ben Bouali de Chlef d'être examinateur dans cette thèse, qu'il trouve ici ma profonde gratitude.

J'adresse par ailleurs mes sincères remerciements à monsieur MARWAN Sadek maître de conférences habilité à l'université des sciences et technologie de Lille1 France, trouve ma profonde gratitude d'être examinateur de ce travail a donné une dimension supplémentaire à cette thèse par leur interventions et leur remarques.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur BOUFERRA Rachid maître de conférences à l'université de Marrakech, Maroc, m'a fait le plus grand plaisir de participer au jury et d'examiner ce travail, je tiens à le remercier.

A tous mes collègues du département de génie civil et plus spécialement du laboratoire des sciences des matériaux et environnement : A. H. DJAAFAR, M. MEKKAKIA, pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

Un grand merci à toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont apporté

leur soutien et leur réconfort durant les moments difficiles. Je tiens ainsi à leur exprimer ma profonde amitié.

Enfin, je ne pourrais finir ces remerciements sans penser à ma famille ; mon père, ma mère, ma femme, mes enfants, mes frères et mes sœurs dont l'affection, l'amour, le soutien et l'encouragement constants m'ont été d'un grand réconfort et ont contribué à l'aboutissement de ce travail. Qu'ils trouvent ici ma profonde gratitude et reconnaissance.

A tous mes collègues du Centre Universitaire de Relizane « Ahmed ZABANA »

DEDICACES

Je dédie ce travail à la mémoire de mon père, qui a eu le mérite de toujours m'encourager dans mes études.

A ma mère qui m'a toujours entouré de son affection, mes frères et mes sœurs.

A ma femme qui a toujours été à mes côtés dans les moments difficiles, ainsi que mes enfants Ilyes, Adem et Arwa.

Sommaire

Remercîments.....	I
Résumé.....	VII
Abstract.....	VIII
Résumé en Arabe.....	IX
Notations.....	X
Liste des figures	XI
Liste des tableaux.....	XVI

Introduction Générale.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE 1

ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

1.1 Introduction.....	5
1.2 Cas historique de rupture par liquéfaction.....	7
1.3 Généralité sur le comportement mécanique des sables.....	13
- Définition.....	13
1.4 Principaux concepts rhéologiques des matériaux.....	13
- Etat critique.....	13
1.5 Liquéfaction des sables sous chargement monotone.....	15
- Types de comportement	16
1.6 Influence de différents paramètres sur la liquéfaction statique des sables.....	19
1.6.1 Influence de l'indice des vides.....	19
1.6.2 Influence de la contrainte de consolidation isotrope.....	20
1.6.3 Influence d'un déviateur initial de contrainte.....	21
1.7 Influence de l'histoire des contraintes et des déformations	22
1.7.1 Influence de la densité du sable.....	23
1.7.2 Influence de la structure du sol	23
1.7.3 Influence de la contrainte déviatoire.....	24
1.7.4 Influence de la saturation.....	25
1.7.5 Influence du confinement	28
1.7.6 Influence de la granulométrie.....	29
1.8 Conclusion.....	30

CHAPITRE 2

INFLUENCE DES FINES SUR LE COMPORTEMENT D'UN SOL

2.1 Introduction.....	32
2.2 Influence des fines sur le comportement des mélanges.....	34
2.2.1 Influence de l'indice des vides.....	34
2.2.2 Influence de la contrainte de consolidation isotrope.....	36

2.3 Effet des fines sur l'indice des vides minimal et maximal ($e_{max} - e_{min}$).....	37
2.4 Effet des fines sur le comportement non drainé.....	39
2.5 Influence des fines sur l'état stable de déformation.....	43
2.6 Influence des fines sur la résistance à la liquéfaction cyclique	46
2.7 Effet de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction.....	49
2.8 Conclusion	51

CHAPITRE 3

DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

3.1 Introduction.....	53
3.2 Dispositif expérimental	53
3.2.1 Présentation générale.....	53
3.2.2 Le moule de fabrication des échantillons.....	55
3.2.3 Système de mesure.....	55
3.2.4 Système d'antifretage	56
3.2.5 Système d'accrochage.....	58
3.3 Préparation de l'échantillon.....	58
3.3.1 Mode de dépôt.....	59
a) Déversement à sec (DS).....	61
b) Sédimentation (WS).....	61
c) Placement humide (MP).....	62
d) Préparation par sous compaction	62
3.3.2 Dispositif de pluviation du sable.....	64
3.3.3 Saturation de l'échantillon.....	64
3.3.4 Consolidation.....	64
3.4 Matériaux Utilisés.....	65
3.5 Répétabilité des essais	66
3.6 Avantages et inconvénients des études expérimentales au laboratoire	72
3.7 Conclusion	72

CHAPITRE 4

INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT

4.1 Introduction.....	74
4.2 Résultats des essais réalisés sur le sable de Chlef	74
4.2.1 Essais réalisés sur le sable propre.....	74
4.2.2 Influence de la densité et du confinement.....	78
4.3 Conclusion.....	80

CHAPITRE 5

ETUDE DU COMPORTEMENT DU SABLE LACHE SOUS CHARGEMENT MONOTONE : INFLUENCE DE LA FRACTION DES FINES ET DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT

5.1 Introduction.....	82
5.2 Essais réalisés sur le mélange sable-limon.....	82
5.2.1 Influence de la fraction des fines sur la réponse non drainé	82
5.2.2 Influence de la fraction des fines sur la résistance au cisaillement.....	85
5.2.3 Influence de l'indice des vides globale (e) sur la résistance (q_{pic}).....	85
5.2.4 Influence de l'indice des vides inter granulaire sur la résistance.....	86
5.2.5 Influence du diamètre moyen des grains (D_{50})	87
5.2.6 Influence de la teneur en fines sur l'excès de pression interstitielle	88
5.3 Influence de la teneur en fines sur la conductivité hydraulique	90
5.4 Conclusion	92

CHAPITRE 6

INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES SUR LE COMPORTEMENT DU MELANGE SABLE-LIMON SOUS CHARGEMENT MONOTONE

6.1 Introduction.....	94
6.2 Essais de compression monotone sur le sol lache	94
6.2.1 Influence de la contrainte de confinement	94
6.2.2 Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction	97
6.2.3 Influence de la teneur en fines sur la génération de la pression interstitielle	98
6.2.4 Influence de l'indice des vides inter granulaire sur la résistance.....	99
6.2.5 Influence de la conductivité hydraulique sur la génération de la pression interstitielle.....	100
6.3 Essais de compression monotone sur le sol moyennement dense	101
6.3.1 Influence du confinement.....	101
6.3.2 Influence des fines sur la résistance a la liquéfaction.....	104
6.4 Essai de la compression monotone sur le sol dense.....	106
6.4.1 Influence du confinement	106
6.4.2 Influence de la teneur en fines sur l'effort de cisaillement (sol dense).....	108
6.5 Conclusion.....	110

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE	111
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	114

RESUME

Le travail réalisé dans cette thèse concerne l'étude en laboratoire du comportement des sols à la liquéfaction statique. Il comprend six parties :

La première partie comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur la rhéologie des sables et comportement des sols ; ensuite on présente l'influence des principaux paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme la granulométrie, la densité relative, la présence des fines, la saturation, l'histoire de chargement, le pré-cisaillement et la surconsolidation.

La deuxième partie traite d'une manière très détaillée la présence des fines sur la résistance à la liquéfaction et sur l'état stable de déformation ; et traite aussi l'influence des fines sur d'autres paramètres tels que l'indice des vides global, inter granulaires et l'indice des vides équivalents.

La troisième partie présente l'appareillage utilisé et le mode opératoire suivi et les caractéristiques physiques des matériaux utilisés à savoir le sable et le limon de Chlef. Les essais de répétabilité effectués ont permis de vérifier le bon fonctionnement de l'appareillage et la bonne maîtrise du mode opératoire.

La quatrième partie présente les résultats des essais monotones sur sable propre et discute l'influence de la densité relative et de la contrainte de confinement sur la réponse non drainée. Les essais montrent que l'augmentation de la densité relative et de la contrainte de confinement affect d'une manière importante la résistance au cisaillement se traduisant par une amplification de la dilatance avec l'augmentation de la densité relative. Les résultats montrent aussi une bonne corrélation entre la résistance au cisaillement caractérisé par le déviateur de contrainte et la pression moyenne effective.

La cinquième partie présente une étude de l'influence de la fraction des fines et de la contrainte de confinement sur le comportement non drainée du mélange sable-limon de Chlef. La présence d'éléments fins dans le mélange a pour effet d'augmenter le risque de liquéfaction à cause de l'amplification de la contractance. Les résultats montrent aussi que la résistance à la liquéfaction du mélange sable-limon diminue d'une manière logarithmique avec la diminution du diamètre moyen des grains (D_{50}) lorsque la teneur en fines augment.

La sixième partie présente l'influence de quelques paramètres sur la résistance à la liquéfaction notamment les fines peu plastiques, le confinement initial, l'indices des vides inter granulaires et la conductivité hydraulique des mélanges sable-limon de Chlef réalisés sur des échantillons de densité relative moyenne à dense. Les résultats des essais montrent que les échantillons de sol cisailés sous faible confinement sont plus vulnérables à la liquéfaction à cause de la contractance du mélange ; cette dernière diminue avec l'augmentation du confinement et de la densité relative et par conséquent la résistance à la liquéfaction augmente.

Mots clés : sable, mélange, densité, liquéfaction, sols fins, indice des vides, confinement, conductivité hydraulique.

ABSTRACT

The present work concerns laboratory investigation of the soil liquefaction. It includes six parts.

The first part ; contains a bibliographical analysis of the work that carried out on the sand rheology of the soils behaviour, then we present the influence of principal parameters on liquefaction resistance such as particle size, relative density, fines content, saturation, loading history, pre-shear and overconsolidation.

The second part deals with a very detailed manner the influence of fines content on liquefaction resistance and on deformation stable state, and also discusses the influence of fine on other parameters such as the global void ratio, intergranular void ration and the equivalent void ratio.

The third part presents the equipment used, the operation mode followed and the physical characteristics of the materials used namely sand and Chlef silt. Performed repeatability tests have verified proper functioning of the equipment and the good mastery of the operating mode.

The fourth part presents results of the monotonic triaxial tests on clean Chlef sand and discusses the influence of the relative density and the confining pressure on the undrained response. Tests show that the increase in relative density and confining pressure significantly affects the shear strength results an amplification of the soil dilatancy. The results show also a good correlation between the shear resistance characterized by the deviatoric stress and the mean effective pressure.

The fifth part presents a parametric study of the fines content and confining pressures influence on the undrained behaviour of the Chlef sand-silt mixtures. The presence of fines elements in the mixture has the effect of increasing the risk of liquefaction due to the amplification of the soil contractiveness. When fines content increases, the results show that the liquefaction resistance of the sand-silt mixture decreases with a logarithmical manner with decreasing the mean grain size (D_{50}).

The sixth part presents the influence of some parameters on the liquefaction resistance particularly little plastic silt; initial confining pressure, intergranular void ratio and hydraulic conductivity of Chlef sand-silt mixtures, carried out on samples of average and high relative density. The test results show also that the soil samples under low confining pressures are more vulnerable to liquefaction due to the mixtures contractiveness. The last character decreases with increasing confining pressure and relative density and consequently increases the liquefaction resistance.

Key words: sand, mixture, grain size, density, liquefaction, fines content, void ratio, confining, hydraulic conductivity.

الخلاصة

هذه الأطروحة عبارة عن عمل مختبري لدراسة سلوك التربة تحت تأثير الأحمال المستقرة والدورية وتشتمل على ستة أجزاء:

الجزء الأول يختص بمراجعة وتحليل البحوث السابقة حول الموضوع. حيث تم توضيح تأثير العوامل الرئيسية على مقاومة التميع مثل التحليل الحبيبي، الكثافة النسبية، وجود دقائق التربة الصغيرة، درجة التشبع، الأحمال، الأحمال المسبقة، نسبة الصلادة، تأثير نسبة الفراغات، ومؤشر المرونة.

الجزء الثاني يشمل عرض ومناقشة مدى تأثير وجود الدقائق على سلوك التربة المستعملة. أظهرت النتائج إن ارتفاع نسبة الدقائق يؤثر بشكل كبير على التشوه الحجمي الذي يظهر في البداية، وبوجود حد معين من الدقائق الصغيرة، من خلال توسع طور الانكماش متبوعاً بحالة الاستقرار.

الجزء الثالث يحتوي على شرح طريقة العمل والأجهزة المستعملة في التجارب بالإضافة إلى طريقة قياس دقة النتائج المتحصلة من هذه التجارب.

الجزء الرابع يظهر نتائج تجارب التميع بالنسبة لمختلف التربة وذلك بتغير الكثافة النسبية، درجة التشبع، مستوى الأحمال، الأحمال الدورية المسبقة، نسبة الصلادة، نسبة الفراغات. إن خطر التميع يعتمد على درجة التشبع كما إن مقاومة التميع ترتفع مع انخفاض معامل سكمبتون وإن الحمولة المسبقة الدورية ونسبة الصلادة تتجه إلى رفع جهد تميع التربة. الحمل المستقر المسبق في مرحلة الانكماش يرفع مقاومة التميع وفي حالة التمدد يؤدي إلى انخفاض المقاومة. إن مقاومة التميع لعينة تربة محضرة وبكثافة نسبية ثابتة أكبر من مقاومة عينة تربة محضرة بنسبة فراغات ثابتة.

الجزء الخامس من هذه الأطروحة يوضح تأثير الدقائق غير اللدنة على جهد التميع لنوعين من خليط التربة رمل شلف. إن وجود العناصر الدقيقة وبنسبة أقل مما يؤدي إلى ارتفاع خطر التميع وتستقر مقاومة التميع عندما تكون النسبة أكثر بالنسبة لخليط رمل. أما بالنسبة لخليط رمل شلف فيمكن ملاحظة انخفاض مقاومة التميع مع ارتفاع نسبة العناصر الدقيقة تظهر النتائج أيضاً أن المقاومة إسالة خليط من الرمل والطيني تنخفض لو غاريتمي مع تناقص قطر الحبوب المتوسط (D50).

الجزء السادس تأثير بعض العوامل على المقاومة، والأرقام القياسية لأموار باطلة الحبيبية والتوصيل الهيدروليكي من خليط الرمل والطيني الشلف على كثافة العينات يعني كثافة النسبية. أظهرت نتائج الاختبار أن عينات التربة خليط يقلل هذا الأخير مع زيادة من الاحتواء والكثافة النسبية، وبالتالي زيادة مقاومة.

الكلمات الدالة: رمل، خليط، نسبة الحبيبات، الكثافة، التميع، نسبة الدقائق، التشبع الجزئي، الأحمال المسبقة، نسبة الصلادة، التوصيل الهيدروليكي.

Notations

ρ_s (grs/cm ³)	Masse spécifique des grains solides
e	Indice des vides
e_{\max}	Indice des vides maximal
e_{\min}	Indice des vides minimal
ε_{ij}	Composantes du tenseur de déformations
ε_1	Déformation axiale
ε_2 et ε_3	Déformations horizontales
ε_v	Déformation volumique
σ_{ij}	Composantes du tenseur de contraintes
σ'_{ij}	Composantes du tenseur de contraintes effectives
p'_c (kPa)	Pression de confinement effective
p' (kPa)	Pression moyenne effective
u (kPa)	Pression interstitielle
Δu (kPa)	Variation de la pression interstitielle
q (kPa)	Déviateur, pour un essai triaxial : $q = \sigma_1 - \sigma_2$
q_{am} (kPa)	Amplitude du déviateur
q_m (kPa)	Valeur moyenne du déviateur
q_{\max} et q_{\min}	Valeur du déviateur maximal et minimal
$q_{\text{am}}/2p'_c$	Résistance au cisaillement cyclique (RCC)
$\Delta \varepsilon_v$	Variation de la déformation volumique
$\Delta \varepsilon_1$	Variation de la déformation axiale
B	Coefficient de Skempton
H_0 et V_0	Hauteur et Volume initiaux de l'échantillon
I_d, D_r	Indice de densité ou densité relative
W_L	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
I_p	Indice de plasticité
N_c	Nombre de cycles de pré cisaillement
RLC	Résistance au cisaillement cyclique
q_s	Déviateur à l'état stable
q_{ss}	Déviateur à l'état presque stable
q_{pic}	Déviateur au pic
$\Delta \varepsilon_v$	Variation de la déformation volumique
$\Delta \varepsilon_1$	Variation de la déformation axiale
B	Coefficient de Skempton
H_0	Hauteur initiale de l'échantillon
V_0	Volume initial de l'échantillon
I_d	Indice de densité
D_r	Densité relative

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE-1

<i>Figure 1.1</i> phénomène physique Etat initial - Etat à liquéfaction.....	2
<i>Figure I.1</i> : Glissement quelconque (Australie)	3
<i>Figure I. 2</i> : Glissement circulaire (rotationnel)	3
<i>Figure I.4</i> : Nouveaux désordres au niveau d'Azazga	4
<i>Figure I.5</i> Exemple de liquéfaction progressive d'un massif de sable lâche (Casagrande, 1975)	5
<i>Figure I.6</i> Coupe du nouveau port de Nice avant le sinistre (Schlosser et al., 1985)	6
<i>Figure I.7</i> Glissement du barrage Lower (Castro.al.1992)	7
<i>Figure I.8</i> Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes.....	9
<i>Figure I.9</i> Principe de l'essai triaxial- <i>Figure 1.a</i> Exemples de chemin de charge au triaxial.....	10
<i>Figure I.10</i> Notion d'indice des vides critique (d'après Casagrande, 1975)	11
<i>Figure I.11</i> Trace de la ligne d'état critique	12
<i>Figure I.12</i> Indice des vides critique.....	12
<i>Figure I.13</i> Différents comportements observés en non drainés sur le sable "Banding" (Castro, 1969).....	14
<i>Figure I.14</i> Résultat typique de liquéfaction statique sur le sable d'Hostun RF (Canou, 1989)	15
<i>Figure I.15</i> Mise en évidence de trois régions de comportement différente (Castro, 1969).....	15
<i>Figure I.16</i> Influence de l'indice des vides (Yoshimine et Ishihara, 1998)	17
<i>Figure I.17</i> Influence de la contrainte de consolidation (Yoshimine et Ishihara, 1998)	17
<i>Figure I.18</i> Influence d'un déviateur initial de contrainte (Canou et al. 1991)	18
<i>Figure I.19</i> Influence du trajet de chargement (Yoshimine et Ishihara, 1998.....	19
<i>Figure 1.20</i> : Influence de la densité relative (D_r) sur la résistance à la liquéfaction (Mullilis et al. 1978).....	20
<i>Figure 1.21</i> : Influence de la structure sur la résistance (RCC) (d'après Pecker, 1984).....	21
<i>Figure 1.22</i> : Influence de la contrainte déviatoire appliquée (d'après Alba et al. 1976).....	22
<i>Figure 1.23</i> : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (D'après Pecker, 1984).....	23
<i>Figure 1.24</i> : Influence du coefficient de (B) sur la réponse mécanique (Arab et al. 2016).....	23
<i>Figure 1.25</i> : Influence du coefficient de (B) sur la réponse mécanique (Arab et al. 2016).....	24
<i>Figure 1.26</i> : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).....	25

<i>Figure 1.27 : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Seed et Harder, 1990).....</i>	<i>26</i>
<i>Figure 1.28 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984).....</i>	<i>26</i>

CHAPITRE-2

<i>Figure 2.1 : Densification du sol après cisaillement d'un sol compressible lâche à faible pourcentage de fines (Lade et Yamamuro, 1997).....</i>	<i>29</i>
<i>Figure 2-2 : Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt). (Yamamuro et Covert 2001)</i>	<i>31</i>
<i>Figure 2-3 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainé du mélange sable de Chlef.32</i>	
<i>Figure 2-4 : Essai de compression drainé du mélange sable de Chlef.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure 2-5 : Essai de compression drainé du mélange sable limon sable Huston.....</i>	<i>33</i>
<i>Figure 2-6 : Influence des fines sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef-limon LC.....</i>	<i>33</i>
<i>Figure 2-7 : variation des indices de vides maximal et minimal avec des fines de Nevada d'après (Cubrinovski et Ishihara, 2002).....</i>	<i>34</i>
<i>Figure 2-8 : variations du rapport des indices de vides ($e_{max} - e_{min}$) en fonction de la teneur en fines (Cubrinovski et Ishihara, 2002).....</i>	<i>34</i>
<i>Figure 2-9 : Concept d'indices des vides l'inter granulaire e_g et l'équivalent granulaire (e^*)</i>	<i>35</i>
<i>Figure 2-10 Classification en fonction de la teneur en fine (Thevanayagam et al. 2002).....</i>	<i>36</i>
<i>Figure 2-11 : Influence de la teneur en fine et du rapport OCR sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et al, 1978).....</i>	<i>37</i>
<i>Figure 2-12 : Réponse contrainte-déformation pour le mélange sable (Ottawa) avec des fines de silice (Pitman et al, 1994).....</i>	<i>38</i>
<i>Figure 2-13 : Contraintes-déformations axiales (sable de Brenda 20/200 avec des fines non plastique) d'après Vaid 1994.....</i>	<i>38</i>
<i>Figure 2-14 : Evolution du déviateur de contrainte en fonction des contraintes moyenne effective (sable de Nevada 50/200-Fines non-plastique d'après Lade et Yamamuro (1997).....</i>	<i>39</i>
<i>Figure 2-15 : Accumulation de pression interstitielle en fonction de la teneur en fines F_c (Erten et Maher, 1995a).....</i>	<i>40</i>

<i>Figure 2-16 lignes de l'état d'équilibre de sable de fonderie F55 mélangés avec des fines de silice broyée (Thevanayagam et al, 2002)</i>	41
<i>Figure 2-17 lignes de l'état d'équilibre de sable de fonderie F55 mélangés avec des fines de silice broyée (Thevanayagam et al, 2002)</i>	41
<i>Figure 2-18 : Evolution de la ligne d'état stable en fonction de la pression moyenne effective (Thevanayagam et al., 2002)</i>	42
<i>Figure 2-19 : Evolution de la ligne d'état stable en fonction de la pression moyenne effective en utilisant l'indice des vides équivalent (Thevanayagam et al., 2002)</i>	43
<i>Figure 2-20 : Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Chang et al., 1982)</i>	44
<i>Figure 2-21 : Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Troncoso, 1990)</i>	44
<i>Figure 2-22 : Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Chang, 1990)</i>	45
<i>Figure 2-23: Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Koester, 1994)</i>	45
<i>Figure 2-24 : Influence de la présence des fines sur le mélange sable de Rass-SM</i>	45
<i>Figure 2-25 : Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Poilito et Martin, 2001)</i>	46
<i>Figure 2-26 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Sandoval 1989 ; Prakash et Sandoval 1992)</i>	47
<i>Figure 2-27 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984)</i>	47
<i>Figure 2-28 : Variation de la résistance à la liquéfaction en fonction de l'indice de plasticité d'après Tianqiang et Prakash (1999)</i>	48

CHAPITRE- 3

<i>Figure 3-1 : Dispositif expérimental utilisé</i>	50
<i>Figure 3.2 : Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée</i>	51
<i>Figure 3.3 : moule de fabrication des échantillons</i>	52
<i>Figure 3.4 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988)</i>	53
<i>Figure 3.5 : Système d'antifretage utilisé</i>	54
<i>Figure 3.6 : Système d'accrochage utilisé</i>	55
<i>Figure 3.7 : Influence du mode de dépôt sur la réponse non drainée des sables.</i> <i>(a) Canou (1989) ; (b) Vaid et al. (1999)</i>	57
<i>Figure 3.8 : Préparation par déversement à sec</i>	58
<i>Figure 3.9 : Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW)</i>	59
<i>Figure 3.10 : Préparation par sous compaction</i>	60
<i>Figure 3.11 : Courbe granulométrique des matériaux utilisés</i>	63
<i>Figure 3.12 : Variation des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines</i>	63

<i>Figure 3.13 : variation des indices de vide globale (e), équivalent (e*), inter granulaire (eg) et inter fine (ef) en fonction de la teneur en fines</i>	66
<i>Figure 3.15 : Différentes étapes du montage expérimental de l'échantillon et de son instrumentation</i> ...	67

CHAPITRE -4

<i>Figure 4.1 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches (Dr=15%)</i>	72
<i>Figure 4.2 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches (Dr=50%)</i>	73
<i>Figure 4.3 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches (Dr=85%)</i>	74
<i>Figure 4-4 : Variation du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte de confinement</i>	75
<i>Figure 4-5 : Variation de la pression interst. en fonction de la contrainte de confinement</i>	76

CHAPITRE- 5

<i>Figure 5.1 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon (Dr=15%, $\sigma'_c = 50$ kPa)</i>	80
<i>Figure 5.2 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon (Dr=15%, $\sigma'_c = 100$ kPa)</i>	81
<i>Figure 5.3 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon (Dr=15%, $\sigma'_c = 200$ kPa)</i>	81
<i>Figure 5.4 : Variation de la résistance au cisaillement du mélange en fonction de la fraction des fines at. ($\sigma'_c = 50, 100$ and 200 kPa ; Dr=15%)</i>	82
<i>Figure 5.5 : Evolution de la résistance au pic du déviateur en fonction de l'indice des vides global</i>	83
<i>Figure 5.6: Undrained shear strength versus intergranular void ratio and fines content (Dr=15%)</i> .	84
<i>Figure 5.7 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction du diamètre moyen des grains (D_{50})</i>	85
<i>Figure 5.8 : Variation de l'excès de pression interstitielle en fonction de la teneur en fines et de la contrainte effective (σ'_c)</i>	86
<i>Figure 5.9 : Evolution de la pression interstitielle en fonction de la résistance au pic du déviateur</i> ...	87
<i>Figure 5.10 : Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en fines</i>	88
<i>Figure 5.11 : Variation de la résistance à la liquéfaction en fonction de la conductivité hydraulique à différentes valeurs de teneur en fines</i>	89

CHAPITRE - 6

<i>Figure 6-1 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon ($Dr=15\%$, $\sigma'_c = 25$ kPa).....</i>	92
<i>Figure 6-2 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon ($Dr=15\%$, $\sigma'_c = 400$ kPa).....</i>	93
<i>Figure 6-3 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon ($Dr=15\%$, $\sigma'_c = 800$ kPa).....</i>	94
<i>Figure 6.4 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction.....</i>	95
<i>Figure 6.4 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction.....</i>	96
<i>Figure 6.5 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction.....</i>	97
<i>Figure 6.6 : Influence de la conductivité hydraulique sur la génération de la pression interstitielle.</i>	98
<i>Figure 6-7 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon ($Dr=50\%$, $\sigma'_c = 25$ kPa).....</i>	99
<i>Figure 6-8 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon ($Dr=50\%$, $\sigma'_c = 50$ kPa).....</i>	99
<i>Figure 6-9 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon ($Dr=50\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa).....</i>	100
<i>Figure 6-10 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon ($Dr=50\%$, $\sigma'_c = 200$ kPa).....</i>	100
<i>Figure 6-11 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon ($Dr=50\%$, $\sigma'_c = 400$ kPa).....</i>	101
<i>Figure 6-12 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon ($Dr=50\%$, $\sigma'_c = 800$ kPa).....</i>	101
<i>Figure 6-13 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction.....</i>	102
<i>Figure 6-14 : Evolution de la résistance et de la pression interstitielle en (f_c).....</i>	103
<i>Figure 6-15 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon ($Dr=85\%$, $\sigma'_c = 50$ kPa).....</i>	104
<i>Figure 6-16 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon ($Dr=85\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa).....</i>	105
<i>Figure 6-17 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon ($Dr=85\%$, $\sigma'_c = 200$ kPa).....</i>	105
<i>Figure 6-18 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction sur sol dense</i>	106

<i>Figure 6-19 : Evolution de la résistance et de la pression interstitielle en fonction de la teneur en fines.....</i>	<i>107</i>
---	------------

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 3

<i>Tableau 3.1 : Caractéristiques du Limon (Chlef).....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau 3.2 : Caractéristiques du mélange sable-Limon (Chlef).....</i>	<i>64</i>
<i>Tableaux 3.2(a) (b) (c) : Variation des indices des vides global, équivalent, inter granulaire et inter fine en fonction de la teneur en fines.....</i>	<i>65</i>
<i>Tableau 3.3 : Coefficients des courbures et d'uniformités du mélange sable-Limon (Chlef)....</i>	<i>64</i>

Chapitre 6

<i>Tableau 6-2 : Valeurs des constantes de l'équation 32 A et B.....</i>	<i>98</i>
<i>Tableau 6-3 : Valeurs des constantes de l'équation 33 A et B.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau 6-3 : Valeurs des constantes de l'équation 34 A et B.....</i>	<i>106</i>

Introduction Générale

La littérature géotechnique décrit de très nombreux cas de sinistres associés à des ruptures de sol particulières et souvent spectaculaires, dans lesquelles celui-ci semble perdre soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement et s'écoule temporairement de manière semblable à un liquide jusqu'à la stabilisation du matériau dans une configuration très différente de la configuration initiale. Ces ruptures de sol correspondent à un phénomène connu sous le nom générique de « liquéfaction » et sont généralement observées dans le cas de matériaux sableux saturés (mais aussi dans certains types d'argiles), soumis à des sollicitations rapides, monotones ou cycliques. Ce phénomène a été responsable de nombreux dégâts à travers le monde : séisme d'Alaska et de Niigata 1964, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995, Izmir 1999, Chlef (El Asnam) 1980 et récemment Boumerdes 2003.

Dans un premier temps, l'augmentation de la pression interstitielle a été examinée par Seed et Lee (1966) sur un sable soumis à un chargement cyclique. Seed (1976) définit la liquéfaction initiale quand la pression interstitielle résiduelle devient égale à la pression de confinement effective appliquée. La liquéfaction initiale peut aussi être produite par un chargement cyclique sur un sable moyennement dense à dense et ne se limite pas aux sables lâches.

On trouve des résultats très controversés sur l'effet de la fraction des fines sur le potentiel de liquéfaction (résistance à la liquéfaction). Certaines études ont montré que l'augmentation de la fraction des fines améliore la résistance à la liquéfaction ((Amini et Qi 2000, Kuerbis et al. 1988 et Pitman et al. 1994), d'autres montrent que cette augmentation réduit la résistance à la liquéfaction d'un sol (La résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la fraction des fines (Troncoso 1986, Shen et al. 1997, Arab 2008 et 2009); d'autres études montrent que l'augmentation des fines réduit d'abord la résistance à la liquéfaction, puis elle améliore cette résistance (Bouferra et Sharour 2004, Arab et Belkhati 2012 et Bayat 2012).

De récentes recherches sur la nature structurelle du sol et sa réponse contrainte-déformation indiquent que le sol se comporte comme une collection de squelettes échelonnés en fonction du niveau de disposition des particules du sol d'une manière particulière (Thevanayagam, 1997; Thevanayagam et Nesarajah, 1998). Cependant, plusieurs études ont indiqué que la nature physique du sable limoneux est entièrement différente de celle du sable propre (Zlatovic et Ishihara, 1995 ; Lade et Yamamuro, 1997 ; Thevanayagam et al., 1997; Thevanayagam, 1998; Yamamuro et Lade 1998 ; Amini et Qi, 2000; Naeini, 2001; et Naeini et Baziar, 2004). Ils ont reconnu que la résistance résiduelle au cisaillement non drainée (S_{us}) dépend effectivement de l'indice des vides comme paramètre d'état. Il est indiqué aussi que l'indice des vides global (e) ne peut être représentatif du nombre de contact dans le mélange sable-limon. Comme l'indice des vides et la proportion de grains grossiers ou de grains fins changent, la nature de leurs microstructures change aussi. Grâce à la variété de la taille des grains et à la disponibilité du vide qui est plus grand que les grains ; à faibles teneurs en fines, certaines grains fins peuvent rester inactifs et occupent seulement les espaces des vides sans pour autant affecter ou contribuer à la chaîne de résistance.

Face à cette controverse, on propose d'étudier sur un mélange sable-sol fin (limon) l'influence des fines sur la résistance à la liquéfaction. On va également analyser l'influence de certains paramètres sur la liquéfaction (indice de densité, confinement, granulométrie et l'indice des vides global et granulaires). D'autres investigations sur la microstructure du sol incluant deux submatrices (l'une grossier et l'autre fine) sont donc nécessaires afin de mieux comprendre leur influence sur réponse contrainte-déformation.

Le travail est présenté en six chapitres :

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols. On présente l'influence des différents paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme la granulométrie, la méthode de préparation des échantillons, la présence des fines, la saturation, pré-cisaillement et la surconsolidation.

Le deuxième chapitre est consacré à la présence des fines sur la résistance à liquéfaction, sur l'indice des vides global et sur l'état stable de déformation.

Le chapitre trois, introduit la partie expérimentale de cette étude. Il comporte la présentation des matériaux étudiés (sable et limon de Chlef), de leurs caractéristiques physiques. Il présente aussi le dispositif expérimental suivi pour la réalisation des essais, les méthodes de préparation des échantillons ; la saturation et la consolidation des échantillons.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation des essais monotones non drainés du sable propre. Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais réalisés et on discute de l'influence de la du confinement et de la densité relative sur le comportement des sables étudiés.

Le cinquième chapitre est réservé aux essais de compression monotones sur le sol (sable-limon de Chlef) lâche. On s'intéresse essentiellement sur l'influence des fines non plastiques sur le comportement monotone non drainé du mélange et sur le potentiel de liquéfaction. D'autres paramètres sont explorés dans le but de voir l'influence de la granulométrie et de la conductivité hydraulique sur la résistance à la liquéfaction du mélange.

Le sixième chapitre comporte une analyse de l'influence de plusieurs paramètres sur le potentiel de liquéfaction du mélange et la génération de la pression interstitielle à savoir la teneur en fines, le confinement, la saturation sur des échantillons de sol de densité moyenne à dense.

Chapitre 1 :

ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES SUR

- **La Rhéologie des Sables,**
- **Les paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction,**

Ce chapitre présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur la liquéfaction et ayant trait aux sujets abordés dans cette thèse, est consacré à la présentation du phénomène de liquéfaction des sols, ainsi quelques cas historiques de rupture et de glissement de terrains provoqués par ce phénomène. Après, on aborde brièvement quelques paramètres influents sur la résistance au cisaillement des sols.

1.1 Introduction

La liquéfaction est un phénomène qui se produit dans des sols saturés, avec les dommages que peut causer ce phénomène, est mis en évidence pour la première fois en 1964 au cours du tremblement de terre à Niigata (Japon) et en Alaska 1964 respectivement. En raison de ces événements, la liquéfaction a été largement étudiée sur le terrain et en laboratoire, permettant le potentiel de liquéfaction et une résistance de sites spécifiques à être évaluée en utilisant l'information basée sur les propriétés du sol et aléa sismique. Cela a conduit à un consensus général étant formé sur le comportement du sable limoneux non drainée, d'un point de vue général la liquéfaction est le processus de transformation d'un corps solide, en un corps liquide.

Pour une couche sableuse saturée et à drainage faible, cette transformation se traduit par une disparition totale des forces de contacts inter granulaires.

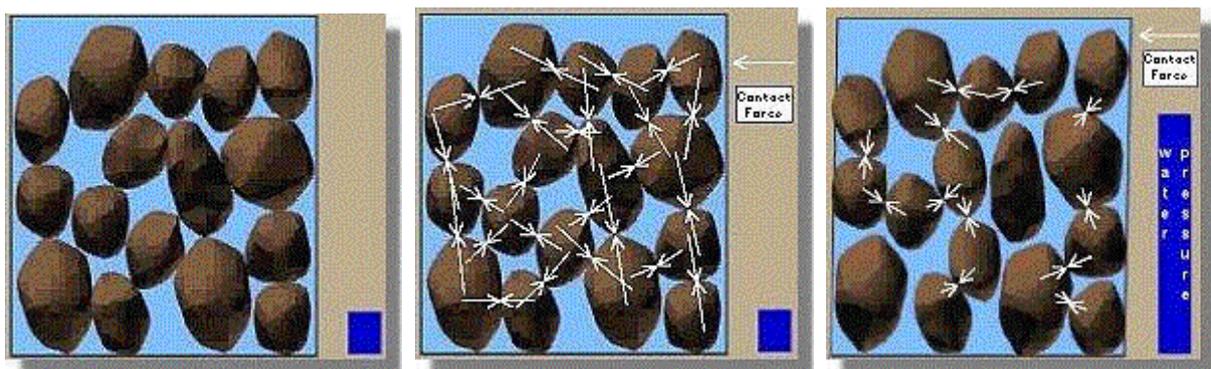


Figure 1.1 phénomène physique *Etat initial*-

- *Etat à liquéfaction*

La disparition des forces de contacts intergranulaires est engendrée par l'annulation de la contrainte moyenne effective, qui est la différence entre la contrainte moyenne totale et la pression interstitielle $\sigma' = \sigma - \mu$. Cette condition est atteinte par l'augmentation de la pression interstitielle.

La liquéfaction du point de vue littéraire est la transformation d'un solide, gaz en un liquide ; d'autre part du point de vue technique, la liquéfaction est la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau engendrée par la disparition des forces inter-granulaires 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. Ce phénomène est responsable de nombreux dégâts à travers le monde ces séismes d'Alaska et de Niigata 1964, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995 et Izmir 1999.

Hazem 1920 a utilisé pour la première fois le terme de liquéfaction, phénomène qui a provoqué la rupture le barrage de Calaveras en Californie ; ce mot liquéfaction a été utilisé aussi par Castro 1969 comme étant la réponse d'un sable saturé contractant soumis à un chargement statique en contrainte imposée menant à une perte de résistance.

Le plus souvent la liquéfaction est induite par un chargement cyclique résultant essentiellement des séismes. Plusieurs bâtiments ont été enfoncés dans le sol sans que la structure ne soit endommagée avec de grands déplacements dans le massif du sol produisant des interactions fortes sur les fondations.

Le matériau est dilatant traduisant une réduction de la pression d'eau et une augmentation de la résistance de ce matériau (augmentation de la pression de confinement effective). Pour les faibles niveaux de chargement.

On trouve des résultats controversés de la liquéfaction des sols contenant des fines et l'effet de la fraction des fines sur le potentiel de liquéfaction.

Dans la conception et l'amélioration des propriétés d'un site, plusieurs découvertes sur le comportement des sols contenant des fines ont été trouvées. Il est connu que la plasticité, l'indice des vides de la fraction des fines et la compacité contrôlent le comportement d'un site. Tous ces facteurs peuvent être contrôlés durant la phase de construction.

De nombreuses études et recherches expérimentales ont été menées sur le comportement des sols en général, des sables et des sables argileux en particulier. Cette partie passe en revue les principaux traits de comportement des sables, sables limoneux et des sables argileux saturés.

L'augmentation de la pression interstitielle est obtenue soit par un chargement monotone soit par un chargement cyclique. Les variations de la pression interstitielle se manifestent généralement dans des sols qui ont tendance soit à diminuer soit à augmenter de volume sous application d'une charge. Un sable contractant verra sa pression interstitielle augmenter, par contre un sable dilatant verra sa pression interstitielle diminuer.



Figure I.2 : Glissement quelconque (Australie)



Figure I.3 : Glissement circulaire (rotationnel)

Le glissement est réapparu en 2012 à Azazga wilaya de Tizi-Ouzou, coupant des routes, endommageant des infrastructures et des habitations. Il s'étale sur une zone d'environ 250 hectares et s'élève à quelque 4.7 milliards de dinars selon les pouvoirs publics



Figure I.4 : Nouveaux désordres au niveau d'Azazga.

1.2 Cas historiques par liquéfaction :

La littérature regorge d'exemples d'écoulements et de ruptures attribués à la liquéfaction des sables, de massifs de sols naturels ou artificiels.

Dans la province de New Zeeland, aux Pays-Bas, un nombre considérable de glissements instantanés ont été recensés entre 1881 et 1946 causant la rupture de nombreuses digues et de nombreuses inondations. Plus de 200 écoulements se sont produits provoquant le déplacement de 25 millions de m³ de sol et la perte de 330 hectares (Koppejan et al, 1948). Les glissements se déclenchaient dans la partie inférieure de la pente, et se propageaient ensuite de manière régressive, par écoulement de tranches successives (Fig.I.5).

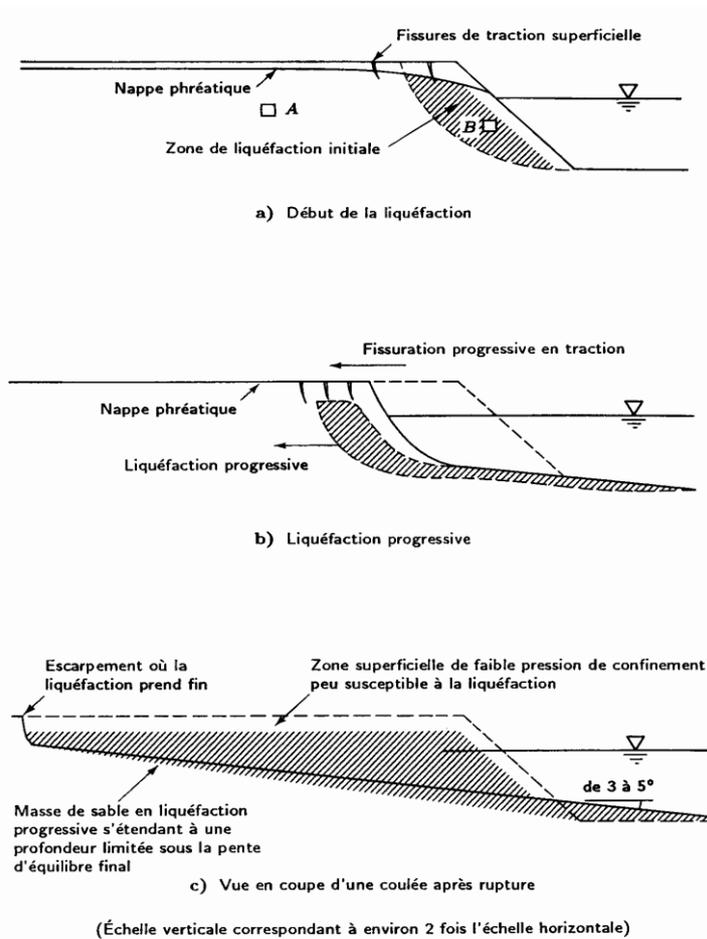


Figure I.5 Exemple de liquéfaction progressive d'un massif de sable lâche (Casagrande, 1975)

Un bon nombre de glissements de massifs sableux est lié à des stratigraphies particulières caractéristiques des berges de rivières, des zones côtières ou des pentes sous-marines naturelles ou artificielles. Le sol formant le massif peut présenter un pendage de quelques degrés et emprisonner de fines couches ou lentilles de sable lâche entre des matériaux peu perméables tels que les limons ou les argiles.

Parmi les exemples qui illustrent ce type de glissement, on peut citer la rupture du port de Nice, le 16 octobre 1979, attribuée à la liquéfaction de veines de sable lâche sous l'action d'un raz de marée (Schlosser, 1985 ; Blondeau, 1986 ; Seed et al, 1988), et lors de laquelle plus de 10 millions de mètres cube de sol se sont écoulés, emportant la digue principale, en quatre minutes. Des investigations au piézocône après la rupture ont révélé une succession de veines de sable lâche situées à la base des limons (Fig.I.6).

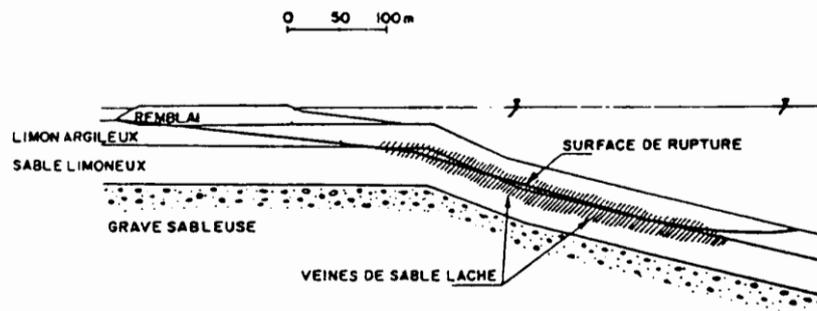


Figure I.6 Coupe du nouveau port de Nice avant le sinistre (Schlosser et al., 1985).

Un cas similaire de glissement du même type est celui du batardeau du quai à pondéreux Ouest du port de Dunkerque dont la rupture a eu lieu à deux reprises (6 novembre 1982, 19 février 1984) et a été attribuée à la mise en liquéfaction de veines de sable lâche. Notons que le port de Dunkerque est situé dans les dépôts deltaïques du Rhin. Les formations géologiques supérieures sont composées de 30 à 40 mètres de couches de sable reposant sur l'argile des Flandres.

D'autres exemples d'écoulements spontanés dans des dépôts sédimentaires récents sont mentionnés dans la littérature telle que les glissements très fréquents de dépôts de sables lâches dans le delta de la rivière Fraser du côté de Sand Heads, (Chillarige et al, 1997a, 1997b).

Les phénomènes de liquéfaction sont aussi l'apanage de nombreux barrages construits par la méthode hydraulique. Un des exemples les plus connus et les plus cités dans la littérature concerne la rupture du barrage Lower San Fernando en 1971 (Fig.I.7), suite au tremblement de terre de San Fernando, en Californie, en 1971 (Seed et al. 1975 ; Castro et al. 1985 ; Seed, 1985 ; Seed et al. 1988 ; Castro et al. 1992 ; Gu et al. 1993). Les études menées sur le terrain ont montré que la rupture survenue 20 à 30 secondes après le tremblement de terre a été provoquée par la liquéfaction d'une couche de sable mise en place par remblaiement hydraulique dans la partie amont de l'ouvrage. Les observations faites ont montré que pratiquement toute la zone sableuse a développé un comportement du type écoulement.

D'autres cas peuvent être cités tels que le barrage de Calaveras en Californie en 1918 (Hazen, 1920), le barrage Lower Van Norman durant le tremblement de terre de San Fernando (Jenning, 1971 ; Yasuda et al. 1997) et le barrage Fort Peck à Montana en 1938 (Casagrande1975 ; Seed1987).

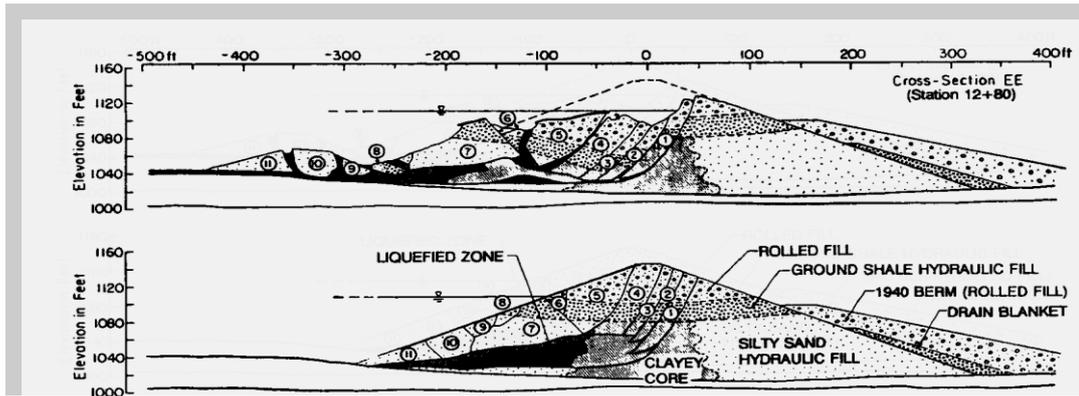


Figure 1-7 glissement du barrage lower San Fernando (Castro al.1992)

Les massifs et les îles artificiels de sable peuvent, eux aussi, présenter une susceptibilité à la liquéfaction très élevée. L'expansion de l'industrie off-shore relative à l'exploitation des hydrocarbures a entraîné la construction de nombreux massifs de sables servant de fondation pour les plates-formes d'exploration pétrolière dans la mer Beaufort au Canada. Un exemple de ces massifs (Sladen et al., 1985, 1987 ; Konrad, 1991) est celui placé hydrauliquement sous la surface de la mer, au large du littoral à Nerlerk, en 1983. Cinq glissements déclenchés par le simple chargement statique résultant de la mise en place du sable lui-même ont eu lieu durant sa construction.

Durant le séisme du 16 juin 1964 de Niigata, au Japon (Seed et al, 1967), les dommages causés par la liquéfaction étaient très importants. Environ 310 bâtiments construits en béton armé ont été endommagés dont 200 se sont inclinés ou tassés sans que la superstructure soit touchée . Il faut noter que le sol sur lequel repose la ville est constitué de dépôts sédimentaires récents, de faible densité relative, avec une nappe phréatique peu profonde. Les immeubles endommagés ont été construits sur des fondations ou pieux peu profonds et sur une couche de sol très lâche.

Le séisme d'Alaska en 1964, dont la magnitude a été de 8,6, a lui aussi présenté de nombreux cas de liquéfaction. L'un des glissements spectaculaires qui a emporté 9,6 millions de m³ de sol a eu lieu à Twngain Height, près d'Anchorage où la surface du sol a été complètement dévastée par des déplacements qui l'ont transformée en un système de crêtes, de buttes et de dépressions très complexes.

Au cours du séisme de Northridge, à Los Angeles, en 1994, un glissement de terrain dû à la liquéfaction des sols datant du séisme de San Fernando de 1971 a été remobilisé en partie, dans la région de San Fernando Juvenile Home. D'autres cas de liquéfaction ont été localisés dans la vallée de la rivière Santa Clara au nord du Los Angeles Aqueduct Filtration

Plant où le sol s'est affaissé de plus de 20 cm.

Durant le séisme de Cariaco, au Venezuela, en 1997, de nombreuses traces de liquéfaction stricto sensu telles que des remontées et des volcans de sable (sand boil) ont été observées sur différents sites en bordures de mer ou de fleuve. Des déplacements latéraux appelés communément « Lateral spreading » et liés directement au processus de liquéfaction ont été à l'origine de dommages importants. Ces déplacements peuvent parfois causer une désorganisation complète de la structure du terrain comme ça a été le cas à Alaska en 1964 et à El-Asnam, en Algérie, en 1980.

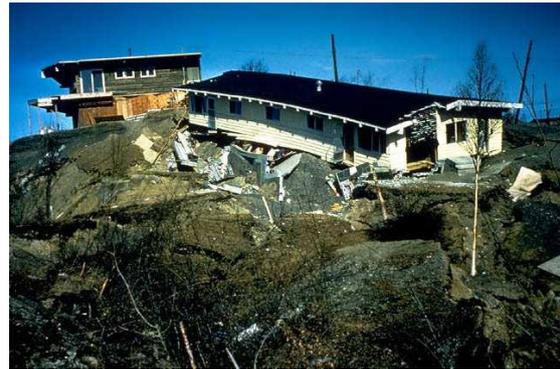
Le séisme qui restera, probablement, le plus spectaculaire, de par l'importance des surfaces et terrains liquéfiés durant la secousse, est celui de Hyogo-Ken Nambu à Kobé, au Japon, en 1995. Rappelons que la ville de Kobé s'est étendue en gagnant des terrains sur la mer. Toute la côte a été aménagée par l'apport progressif de remblais artificiels. Deux îles artificielles, Port Island et Rolako Island ont été construites en utilisant un sable propre grossier, de granulométrie assez uniforme ($D_{50}=0,5$ à $1,5$ mm), et déposé directement en mer sans aucune procédure de compactage. L'indice des vides du massif de sable mis en place est de l'ordre de 0,9, révélant un état de densité lâche, et la valeur de N au SPT est d'environ 5 (Geo Research Institute d'Osaka).

Le phénomène de liquéfaction a été systématique sur ces îles et sur une grande partie du littoral anthropique ou naturel au sud de la ville. Les cratères de sable et le tassement spectaculaire d'une amplitude de l'ordre de 0,5m à 1m sur toute la surface des îles observés Montrent que la liquéfaction a affecté le remblai dans la totalité de sa masse. Aux bords des îles, les mouvements horizontaux, qui ont provoqué des déplacements latéraux de l'ordre du mètre vers la mer de l'ensemble des caissons en béton formant la base des quais, ont eu des conséquences désastreuses sur pratiquement l'ensemble des installations portuaires.

Sur les zones récemment remblayées, la désorganisation quasi totale des voies a été très importante, notamment dans la zone d'accès au port desservant Rokko Island. Un autre séisme qui est d'actualité et durant lequel le phénomène de liquéfaction a eu lieu est le séisme d'Izmit en Turquie en août 1999. En effet, plusieurs manifestations témoignant de l'occurrence du phénomène de liquéfaction et se traduisant par l'apparition de cratères et de volcans de sables, par des soulèvements pluri décimétriques des chaussées et notamment par l'enfoncement de plusieurs dizaines de centimètres ou le basculement spectaculaire de l'ordre de plusieurs dizaines de degré de nombreuses constructions ont été relevées (Fig.I.8).



NIIGATA, JAPON, 1964



ALASKA, US1964



SAN FERNANDO, CALIFORNIE, 1979



KOBE, JAPON 1995



TAIWAN 1999



IZMIT, TURQUIE 1999



EL CENTRO, CALIFORNIE, 1979



LOMA PRIETA, US 1989

Figure I.8 Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes.

1.3 Généralités sur le comportement mécanique des sables

- Définitions :

L'appareillage de base le plus utilisé pour étudier le comportement mécanique des sols est l'appareil triaxial sur lequel on reviendra dans le chapitre III. Il s'agit en fait d'un triaxial de révolution (éprouvettes cylindriques) pour lequel deux des trois contraintes principales sont toujours égales (Fig.I.9).

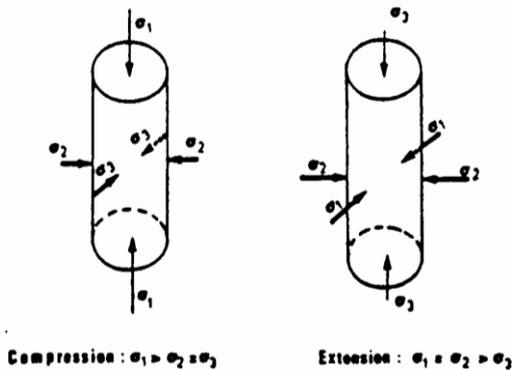


Figure 1.9 Principe de l'essai triaxial

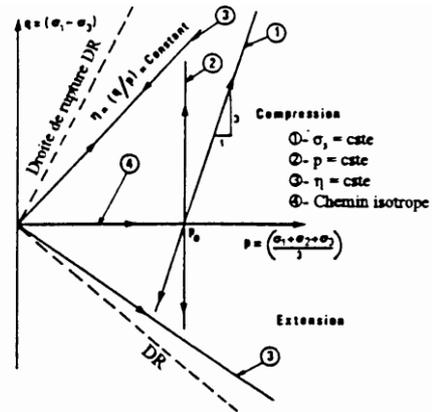


Figure 1.9 a Exemples de chemin de charge au triaxial

1.4 Principaux concepts rhéologiques des matériaux

- Etat Critique

A partir d'observations sur les variations de volume que montre un sable soumis à un cisaillement, particulièrement à l'état dense, Reynolds (1885) met en évidence le phénomène de la dilatance. Plus tard, Casagrande (1935) mène les premières recherches au laboratoire pour comprendre le mécanisme des variations volumiques et réalise une série d'essais sur le sable à la boîte de cisaillement direct. En se basant sur les résultats obtenus, il émet l'hypothèse que lorsqu'un sable lâche est cisailé, il se contracte et son volume décroît et s'approche d'un état de volume stable. Par contre, si le sable est dense, son volume croît et cherche à atteindre un état stable de la même manière que le sable lâche.

A cet état ultime, la valeur de l'indice des vides atteinte est pratiquement identique et constante dans les deux cas, tandis que le matériau continue à se déformer à volume et à contrainte de cisaillement constants (Fig.I.9).

Casagrande développe ainsi le concept de l'indice des vides critique. Par la suite, il montre que la densité critique ou l'indice des vides critique est une fonction de la contrainte

normale, et diminue avec l'augmentation de celle-ci. Par conséquent, ceci permet de représenter les points critiques dans le plan $(e, \log p')$ et de tracer la courbe ou ligne d'état critique notée par la lettre « E » (Fig.I.10). Un matériau dont l'état initial est situé au-dessus de cette ligne verra son indice des vides diminuer, lorsqu'il est soumis à une contrainte de cisaillement. De même s'il est situé au-dessous, son indice des vides va croître.

La ligne d'état critique délimite donc le domaine contractant du domaine dilatant. Notons que le premier cas est le plus critique vis-à-vis de la liquéfaction car la contrainte effective diminue alors que dans l'autre cas elle augmente.

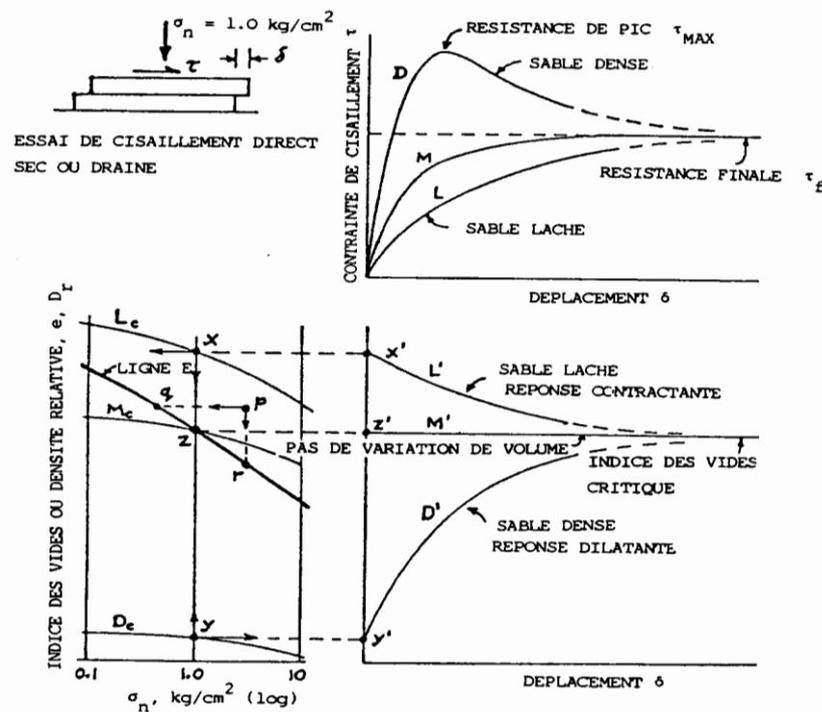


Figure I.10 Notion d'indice des vides critique (d'après Casagrande, 1975).

En réalisant des essais à la boîte de cisaillement simple sur des billes d'acier (Fig.I.11), Roscoe et son équipe (1958) confirmèrent l'existence de l'indice des vides critique et développèrent la théorie de l'état critique. Cette théorie repose sur la définition d'un état idéal asymptotique appelé «état critique» que le matériau doit approcher sous chargement monotone et qui consiste à interpréter le comportement des sols fins et des sols grenus tels que les sables et les argiles dans le domaine des grandes déformations.

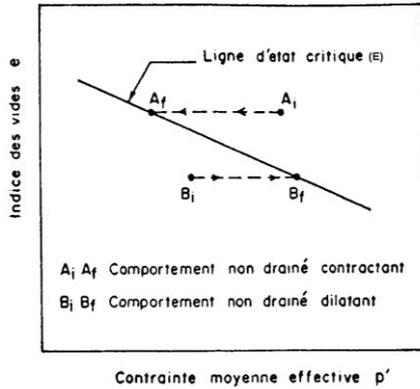


Figure I.11 Trace de la ligne d'état critique

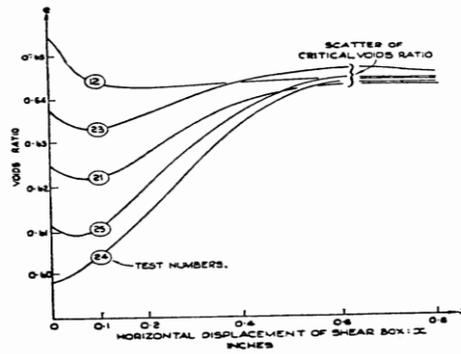


Figure I.12 Indice des vides critique.

1.5 Liquéfaction des sables sous chargement monotone

Suite aux nombreux glissements par écoulement, parfois spectaculaires, qui ont été à l'origine de dommages catastrophiques tels que la rupture de barrages, les déplacements latéraux de grande envergure des terrains, l'affaissement ou le basculement brusque de superstructures, etc. (cf. § I.1), et réalisant que la liquéfaction statique peut être aussi dommageable que la liquéfaction cyclique, de nombreux chercheurs ont accordé une attention considérable à ce phénomène, et de nombreuses études expérimentales ont en particulier été réalisés avant trente ans; (Bjerrum et al., 1961 ; Castro, 1969 ; Castro and Poulos, 1977; Castro et al., 1982 ; Casagrande, 1975 ; Sladen et al., 1985 ; Been and Jefferies, 1985 ; Vaid and Chern, 1983, 1985 ; Mohamad and Dobry, 1986 ; Alarcon-Guzman et al., 1988 ; Canou, 1989 ; Canou et al., 1990, 1991, 1992 ; Konrad et al., 1991 ; Ishihara, 1993 ; Verdugo and Ishihara, 1996 ; etc).

La majorité des investigations ont été basées sur l'utilisation des essais triaxiaux monotones de compression non-drainés, et plusieurs aspects du comportement ont été abordés dans le but de clarifier les conditions d'initiation du phénomène de liquéfaction et de mettre en évidence les facteurs l'influençant tels que la densité relative initiale, la contrainte de consolidation, en particulier sur le pic de résistance et l'état stable, l'existence d'un déviateur initial de contraintes, le mode de dépôt, l'existence des fines, etc.

La liquéfaction étant le résultat d'un comportement instable lié à la chute brutale de la résistance au cisaillement accompagnée d'un état stable de déformation, il est donc nécessaire de s'intéresser à l'effondrement post-pic, au développement des surpressions interstitielles, et à la résistance résiduelle à la fin de l'écoulement.

Par conséquent, les recherches ont surtout été focalisées sur les conditions d'initiation

de l'instabilité et le comportement en moyennes et grandes déformations.

- Types de comportements :

Un comportement liquéfiant caractérisé par (a) sur la figure I.13 et pour lequel la courbe du déviateur de contrainte présente un pic de résistance pour une déformation axiale relativement faible ($\epsilon_a=1\%$), suivi d'une réduction brutale et très marquée de la résistance jusqu'à atteindre un état résiduel appelé état stable de déformation (Poulos, 1971; Castro, 1975; Castro and Poulos, 1977; Poulos, 1981). L'évolution des pressions interstitielles passe par un taux de génération important coïncidant avec l'augmentation du déviateur, et se poursuivant après le pic jusqu'à un niveau assez élevé proche de la contrainte de consolidation. A une déformation axiale d'environ 6 % correspondant à l'état stable, les surpressions interstitielles commencent à se stabiliser et deviennent constantes. Donc, l'échantillon atteint un état de plasticité parfaite durant lequel il se déforme à volume, pression interstitielle et résistance au cisaillement constants. Le chemin de contrainte correspondant montre un pic prononcé et migre à gauche vers l'origine jusqu'au point d'état stable.

Ce type de comportement est observable dans les sables lâches saturés dont la tendance à la contractance entraîne le développement de surpressions interstitielles très importantes.

La perte significative de la résistance au cisaillement et le développement de grandes déformations est caractéristique de la rupture par liquéfaction dans la nature.

Un comportement avec liquéfaction limitée (b) qui représente un comportement intermédiaire entre la liquéfaction et le comportement dilatant. Dans ce cas-là, on observe une augmentation du déviateur de contrainte, puis une légère baisse qui se stabilise en moyennes déformations, suivie d'un regain de résistance au-delà de 15 % de déformation axiale. Le chemin de contrainte, après une migration vers la gauche, spécifique d'un comportement contractant, et l'approche d'une valeur minimale de la contrainte de cisaillement, montre un revirement vers la droite et remonte le long de la droite de rupture suite à l'apparition d'une dilatance. Le point de rebroussement est appelé état de transformation de phase (Ishihara et al. 1975) ou état caractéristique (Luong, 1980). Les surpressions interstitielles passent par un taux de génération moins prononcé que dans le cas d'une liquéfaction, pour ensuite se stabiliser entre 5 et 15 % de déformation, et finir par baisser en grandes déformations.

Un comportement dilatant (c) pour lequel le déviateur de contrainte présente un point d'inflexion à 2 % de déformation axiale et correspondant à la surpression interstitielle maximale, puis une croissance linéaire de la résistance au cisaillement en fonction des déformations et une diminution des surpressions pouvant même devenir inférieures à la pression atmosphérique. L'échantillon montre à peine une tendance à la contractance, puis le comportement dilatant prend place et devient prédominant. Le pic est rarement observable dans ce cas de figure (1.13). Ce comportement est typique des sables denses présentant un caractère dilatant, mais peuvent, toutefois, se liquéfier s'ils sont soumis à des conditions de chargements particulières.

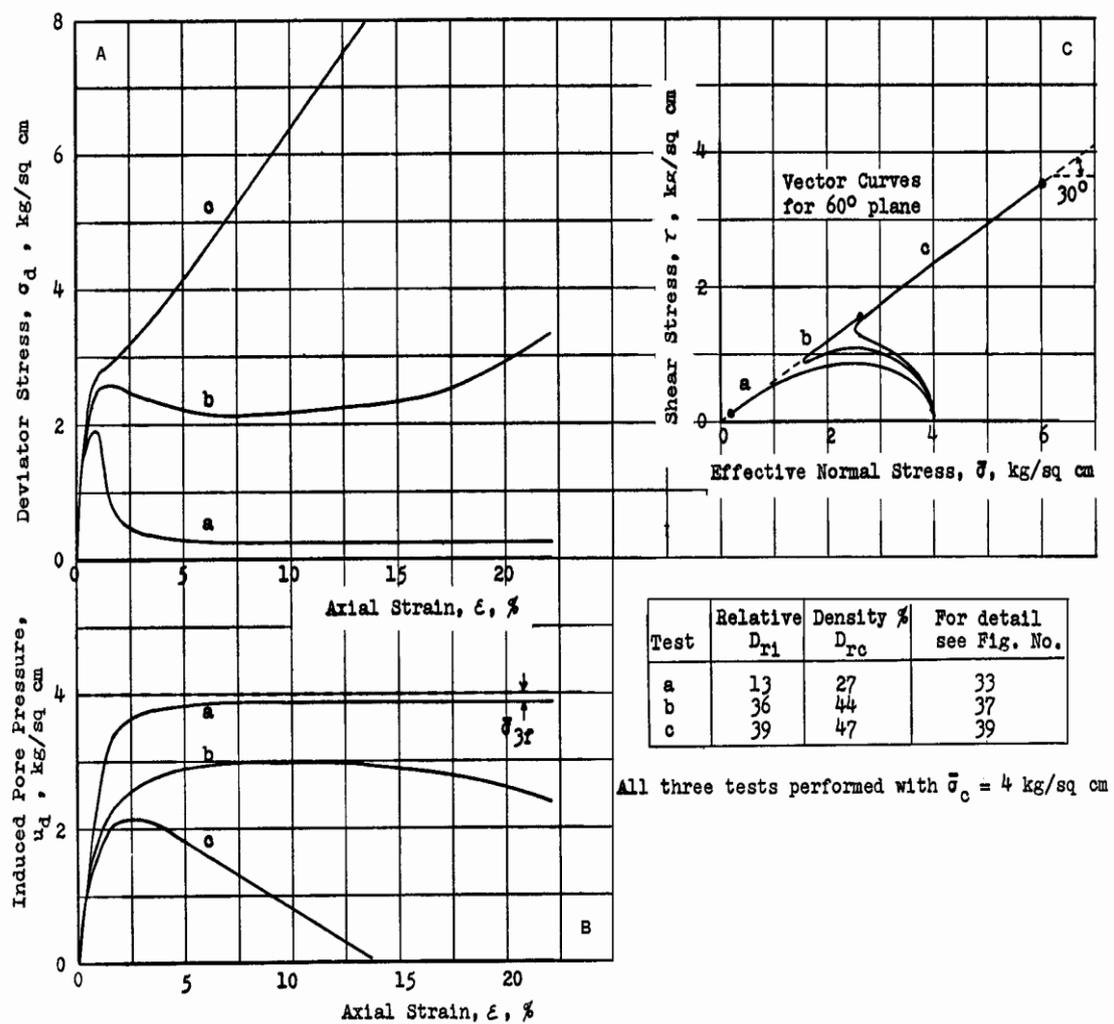


Figure I.13 Différents comportements observés en non drainés sur le sable "Banding" (Castro, 1969).

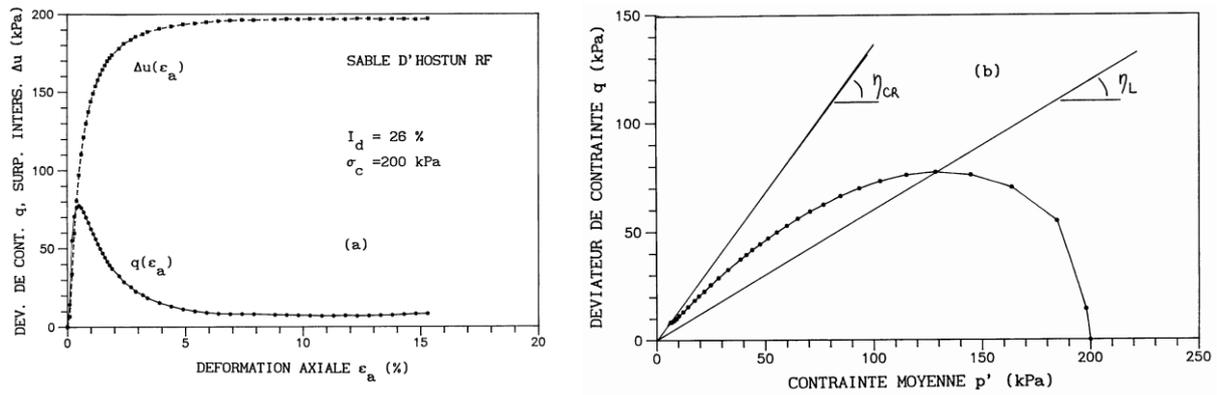


Figure I.14 Résultat typique de liquéfaction statique sur le sable d’Hostun RF (Canou, 1989).

En représentant les résultats de l’ensemble des essais réalisés sur le sable « Banding » dans le plan $(e, \log p')$ (Fig.I.15), Castro (1969) met en évidence l’existence de trois régions différentes, chacune caractérisant un type de comportement. Elles sont délimitées entre elles par deux lignes notées P et L. La ligne L borde la zone de liquéfaction à sa limite inférieure et la ligne P la zone de dilatance à sa limite supérieure. La zone comprise entre les deux lignes est appelée zone de transition. Si l’état initial d’un échantillon de sable est situé à l’intérieur de cette région, il développera le comportement de type (b) décrit ci-dessus. Par contre, si l’état initial est situé au-dessus de la ligne L ou au-dessous de la ligne P, on observera respectivement, un comportement liquéfiant (a) avec un radoucissement important de la résistance au cisaillement jusqu’à l’état stable, et un comportement dilatant (c) avec une augmentation continue de la résistance au cisaillement.

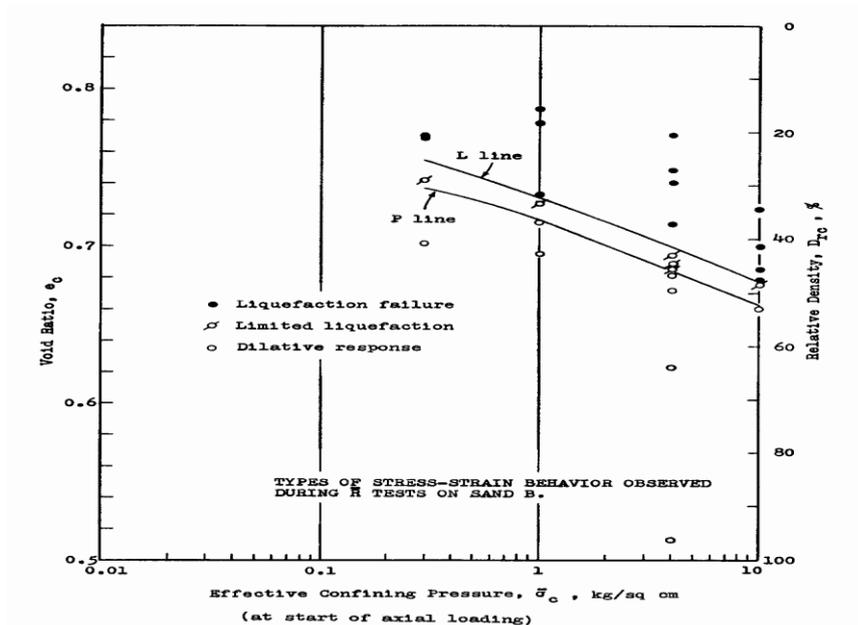


Figure I.15 Mise en évidence de trois régions de comportement différente (Castro, 1969).

1.6 Influence de différents paramètres sur la liquéfaction statique de sables

1.6.1 Influence de l'indice des vides

Le comportement des matériaux granulaires soumis à une contrainte de cisaillement est principalement gouverné par les déformations volumiques qui s'y développent. Celles-ci, en relation avec la notion de contractance et de dilatance, sont contrôlées par l'indice de densité ou l'indice des vides du matériau. En d'autres termes, le comportement des sables est profondément affecté par son indice des vides initial qui représente un paramètre de base vis à vis des problèmes de rupture et principalement du risque de liquéfaction.

Le cisaillement d'un échantillon de sol à une contrainte de confinement constante mais à différentes densités permet d'isoler et de mettre en évidence l'influence de l'indice des vides seul. Yoshimine and Ishihara (1998) présentent sur la figure I.16 des résultats d'essais triaxiaux de compression non-drainés réalisés par Verdugo (1992) sur le sable de Toyoura à une contrainte de consolidation isotrope fixe $p'_c = 490$ kPa et à différents indices des vides. A un indice de densité faible ($e = 0,910 ; 0,901$), le sable présente un comportement contractant, et par conséquent liquéfiant avec un fort radoucissement, et parfois même, une perte totale de la résistance au cisaillement (cas de $e = 0,930$). Lorsque l'indice des vides commence à baisser, le comportement contractant se transforme graduellement en un comportement dilatant en passant par une phase intermédiaire correspondant à la liquéfaction limitée (Castro,1969). Pour l'échantillon dont l'indice des vides est faible ($e = 0,762$), les contraintes effectives moyennes ne présentent presque aucune réduction et le comportement est qualifié de rigide. On constate que le pic du déviateur de contrainte augmente avec l'augmentation de la densité, ce qui implique que le potentiel de l'initiation de la liquéfaction diminue avec la diminution de l'indice des vides. Ce dernier a donc une très forte influence sur les caractéristiques de liquéfaction du sable, et que selon sa valeur, on peut passer d'un état instable pour e grand à un état stable pour e petit. Ces résultats confirment ceux déjà présentés par Castro, (1969); Sladen et al., (1985); Kramer and Seed, (1988); Alarcon-Guzman et al., (1988); Canou, (1989); Canou et al., (1991); Konrad, (1990a, 1990b); Konrad et al., (1991); Been et al., (1991).

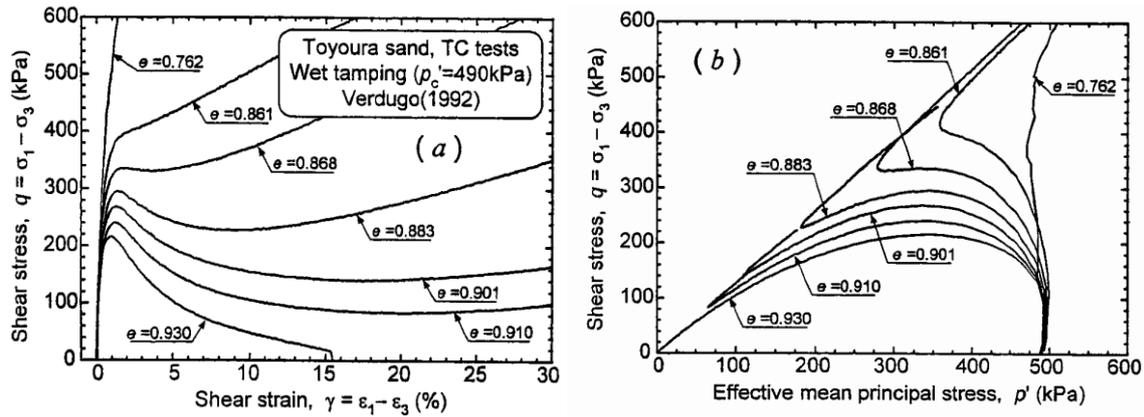


Figure I.16 Influence de l'indice des vides (Yoshimine et Ishihara, 1998).

1.6.2 Influence de la contrainte de consolidation isotrope

Pour un indice des vides donné, le niveau de la contrainte de consolidation initiale a une influence importante sur la valeur du pic du déviateur de contrainte, et le comportement volumique vis à vis de la contractance de l'échantillon (Vaid and Chern, 1985 ; Sladen et al.1985 ; Kramer and Seed, 1988 ; Alarcon-Guzman et al., 1988 ; Canou, 1989 ; Canou et al,1991 ; Konrad, 1990a, 1990b ; Konrad et al., 1991 ; Been et al., 1991 ; Ishihara, 1993 ; Vaid and Thomas, 1995 ; Vaid and Sivathayalan, 1996a ; Riemer and Seed, 1997 ; Yammamuro and Lade, 1997a). Yoshimine and Ishihara (1998) présentent sur la figure I.17 des essais réalisés à e constant et à différentes contraintes de consolidation par Verdugo (1992).

Les résultats montrent clairement qu'à faible pression de confinement, l'échantillon manifeste un comportement dilatant, et que l'augmentation de la contrainte de consolidation entraîne l'augmentation du caractère contractant. L'échantillon consolidé à la plus forte contrainte présente un pic de résistance très prononcé. Celui-ci baisse au fur et à mesure que la contrainte de consolidation diminue.

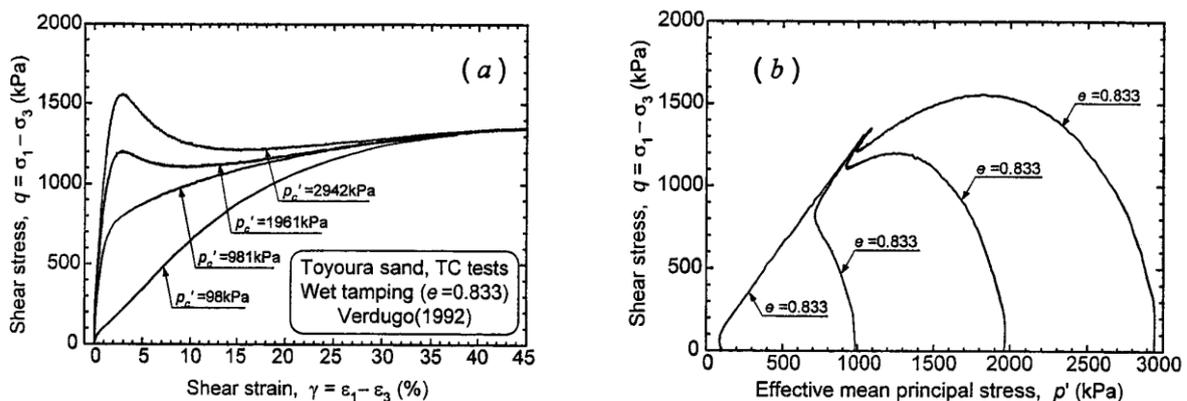


Figure I.17 Influence de la contrainte de consolidation (Yoshimine et Ishihara, 1998).

Si la résistance à la liquéfaction statique d'un sable est définie par la valeur du seuil de résistance à franchir pour initier l'effondrement, on peut conclure que celle-ci augmente avec l'augmentation de la contrainte de consolidation. En revanche, la croissance du caractère contractant entraîne l'augmentation de l'indice de fragilité IB (Brittleness Index) introduit par Bishop (1971) et qui est considéré comme un indicateur du potentiel de liquéfaction des sables. Uthayakumar and Vaid (1998) parlent des conséquences dramatiques auxquelles peut conduire la croissance de cet indice.

1.6.3 Influence d'un déviateur initial de contrainte

L'existence d'une contrainte de cisaillement statique initiale peut avoir une incidence très importante sur le potentiel de liquéfaction statique. Or, dans la nature, le sol est souvent soumis à un état de contrainte anisotrope, et les nombreux glissements spontanés qui ont eu lieu soit au sein des talus sous-marin, berges de rivières, ou pentes raides semblent avoir trouvé leur explication dans l'existence de cette anisotropie (Bjerrum et al., 1961 ; Casagrande, 1975 ; Castro, 1969, 1975 ; Vaid and Finn, 1979 ; Vaid et al., 1989 ; Schlosser, 1985 ; Blondeau, 1986 ; Sladen et al. 1985). Les premières études menées au laboratoire par Bjerrum et al. (1961) et Castro (1969) avaient déjà mis en évidence l'influence d'un déviateur initial de contrainte, et ont montré que plus l'anisotropie de contrainte est forte, plus l'amorce de la liquéfaction se fait à un incrément de déviateur plus faible. Des résultats similaires ont été présentés par Castro and Poulos (1977) et Kramer and Seed (1988). Canou (1989) et Canou et al. (1991) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur le sable d'Hostum RF avec un rapport de consolidation K_c ($K_c = \sigma'_{cv} / \sigma'_{ch}$) allant de 1 (cas isotrope) à 2.65 (Fig. I.18). Ils montrent que, plus K_c est élevé, plus la résistance au cisaillement non drainée mobilisable est faible. Donc un large déviateur initial de contrainte réduit considérablement la résistance au cisaillement d'un sable. D'autres travaux (Di Prisco et al., 1995 ; Matiotti et al., 1996 ; Ayoubian and Robertson, 1996a ; Georgiannou et al., 1991 ; Doanh et al., 1997) confirment ces résultats.

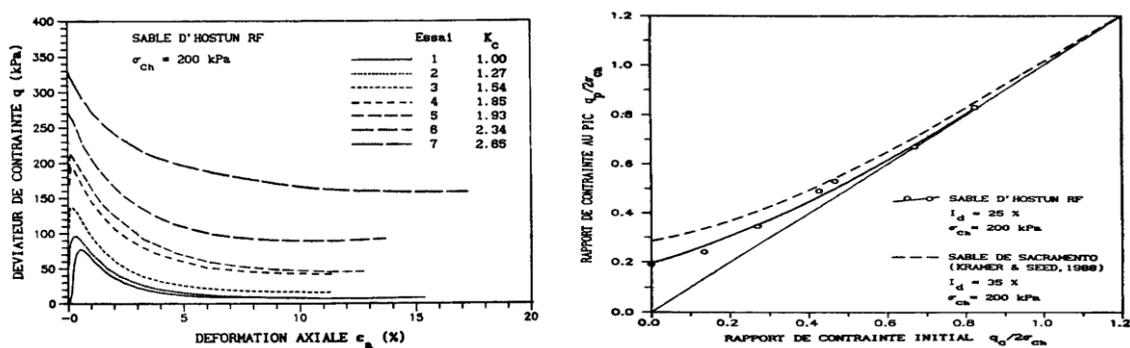


Figure I.18 Influence d'un déviateur initial de contrainte (Canou et al. 1991).

Yoshimine et al. (1998) présentent des résultats typiques d'essais de compression et d'extension monotones non drainés obtenus sur le sable de Toyoura (Fig.I.19).

Les échantillons ont été reconstitués par la méthode de déposition sèche dans leur état le plus lâche et consolidés sous des contraintes isotropes allant de 50 kPa à 500 kPa. Tous les échantillons cisailés en compression ont manifesté un comportement du type liquéfaction limitée, ou carrément dilatant, alors qu'en extension, la réponse a été uniquement contractante avec même une résistance ultime nulle.

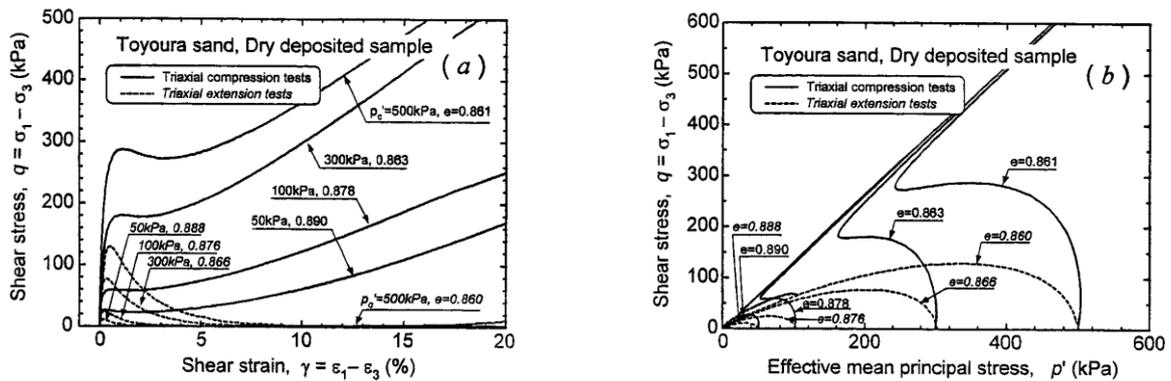


Figure I.19 Influence du trajet de chargement (Yoshimine et Ishihara, 1998).

Vaid et al, (1990), Vaid and Thomas (1995), Vaid and Sivathayalan (1996) et Uthayakumar and Vaid (1998) avaient attribué le changement du comportement dilatant en compression au comportement contractant en extension à une anisotropie inhérente des sables qui résulte de leur mode de déposition par pluviation sous air ou sous eau. L'existence d'une telle anisotropie avait déjà été rapportée auparavant (Symes et al. 1984). En compression, la contrainte principale majeure agit dans la direction verticale qui est dans la majorité des cas celle de la direction de déposition, alors qu'en extension, celle-ci est horizontale et parallèle au plan de litage, d'où une grande déformabilité. Par conséquent, cette variation de direction entraîne systématiquement une variation de la réponse non drainée du sol.

1.7 Influence de l'Histoire des Contraintes et des Déformations

L'influence des Contraintes procure au sol une structure caractérisée par une certaine densité et un certain arrangement des grains.

1.7.1 Influence de la Densité du sable

La résistance au cisaillement cyclique est d'autant plus élevée que la densité de l'échantillon du sable est élevée. La figure 1.20 établie par Mullilis et al. (1978), met en évidence l'influence de la densité relative du sable sur la résistance à la liquéfaction.

La condition de liquéfaction est définie par $\Delta U = \sigma'_3$ (quand la variation de la pression Interstitielle sera égale à la pression effective initiale de confinement). Cette condition de liquéfaction est atteinte par le sable dense et par le sable lâche, mais pour le premier les déformations sont limitées, par contre pour le second ces dernières peuvent atteindre des grandes valeurs.

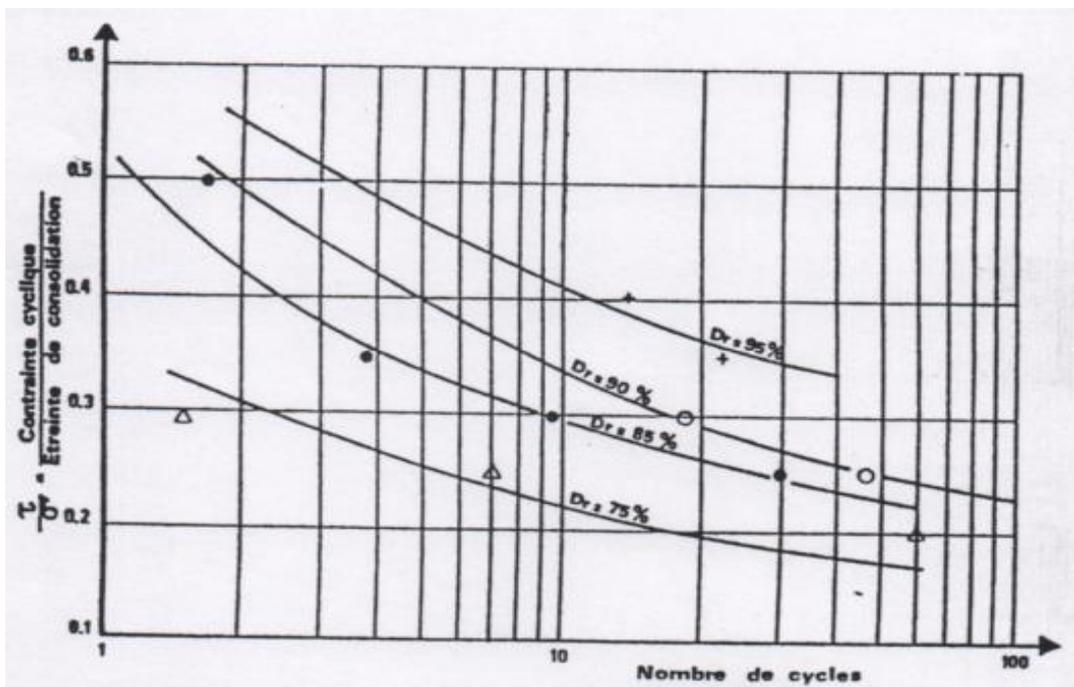


Figure 1.20 : Influence de la densité relative (D_r) sur la résistance à la liquéfaction (Mullilis et al. 1978)

1.7.2 Influence de la Structure du Sol

L'Histoire des contraintes et des déformations subies par un dépôt de sable, ainsi que son mode de déformation, confèrent à celui-ci une structure caractérisée par un certain type d'arrangement et une certaine forme des grains.

Ainsi pour une même densité relative du sable, nous pouvons avoir au laboratoire plusieurs arrangements des grains, obtenus par différents modes dans la confection des échantillons de sables. La figure 1.21 établie par Mullilis et al. D'après Alain Pecker (1984), met en évidence l'influence de l'arrangement des grains sur la résistance à la liquéfaction

(R.C.C.). Nous remarquons que la résistance au cisaillement cyclique peut passer du simple au double entre un arrangement minimal et un arrangement maximal.

L'arrangement minimal est obtenu par un déversement à sec sans vibration, et au contraire l'arrangement maximal est obtenu par vibration sous haute fréquence de l'échantillon déjà humide.

Nous pouvons aussi constater sur la figure 1.21 que la différence entre la résistance à la liquéfaction est beaucoup plus prononcée pour les contraintes de cisaillement élevées, et que la liquéfaction instantanée n'est observée que pour les échantillons dont les grains ont subi un arrangement minimal.

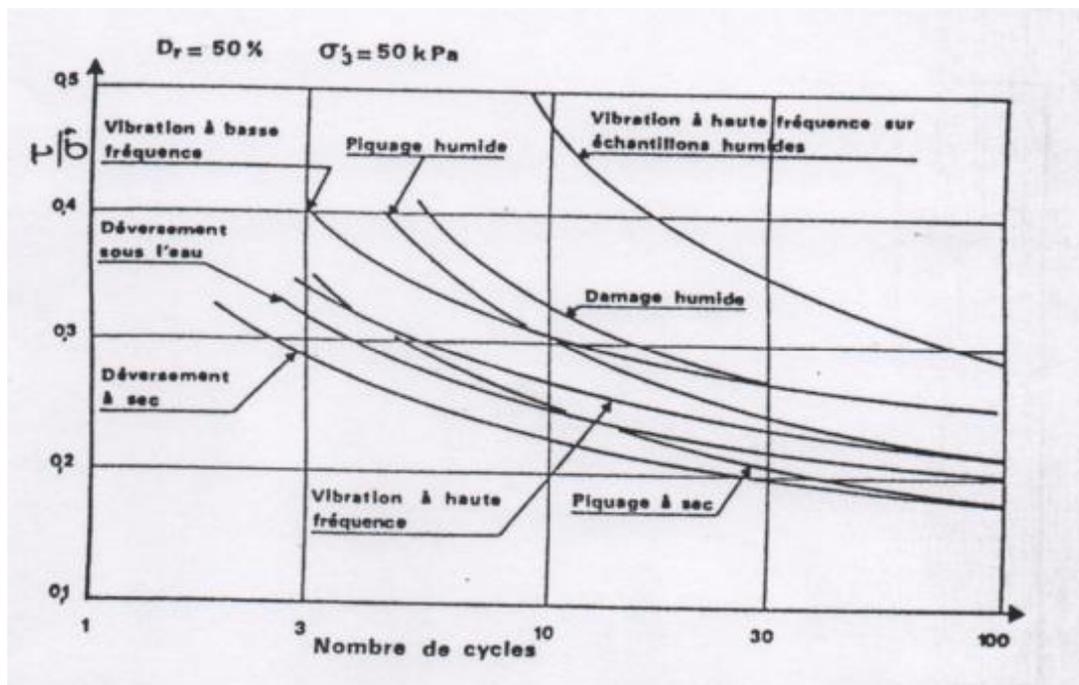


Figure 1.21 : Influence de la structure sur la résistance (RCC) (d'après Pecker, 1984)

1.7.3 Influence de la Contrainte Déviatoire Appliquée

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon de sable est représentée par une courbe qui relie les contraintes déviatoires appliquées au nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction de cet échantillon. Pour les sables lâches, une forte augmentation de la contrainte déviatoire mène à une liquéfaction instantanée (entre 1 et 2 cycles). Par contre et comme nous le verrons ultérieurement pour les sables denses, un accroissement de la contrainte déviatoire peut engendrer une augmentation du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction, car en effet le chemin des contraintes déviatoires en fonction des contraintes moyennes effectives

(P'), dans le plan (P', Q), va rencontrer plutôt la droite caractéristique L_c et de ce fait la période de stabilisation sera augmentée.

Cependant la résistance au cisaillement cyclique obtenue par des essais au laboratoire sous des sollicitations unidirectionnelles, doit être corrigée in situ, Sur la figure 1.22 établie par Alba et al. (1976).

Nous remarquerons pour une même densité relative, une chute de la résistance au cisaillement cyclique obtenue à la table vibrante, qui induit des sollicitations horizontales dans les deux directions. Le rapport (C_r) entre les deux résistances à la liquéfaction qui est égal ici à 0.63, montre bien la nécessité de tenir compte du type des sollicitations in situ.

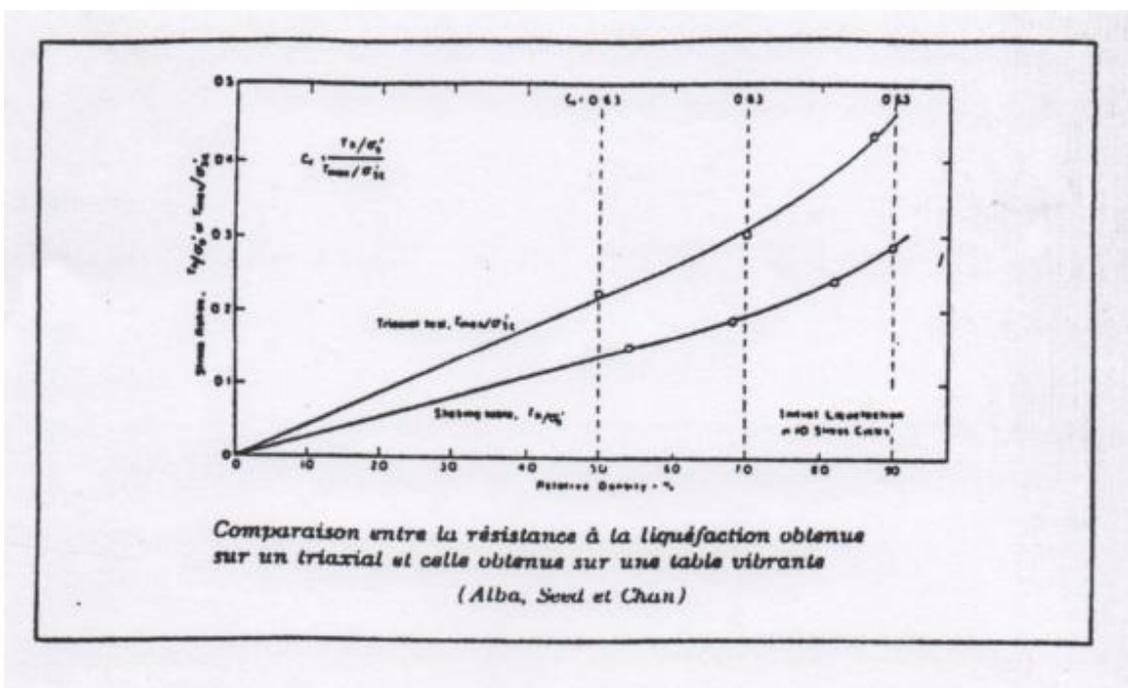


Figure 1.22 : Influence de la contrainte déviatoire appliquée (d'après Alba et al. 1976)

1.7.4 Influence de la Saturation

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon non saturé (avec un degré de saturation S_r plus proche de 1), est plus élevée que celle de l'échantillon saturé. La figure 1.23 élaborée par Pecker (1984) montre que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croît de 50%. Donc au cours des essais à effectuer au niveau du laboratoire, il est impératif de s'assurer de la parfaite saturation des échantillons.

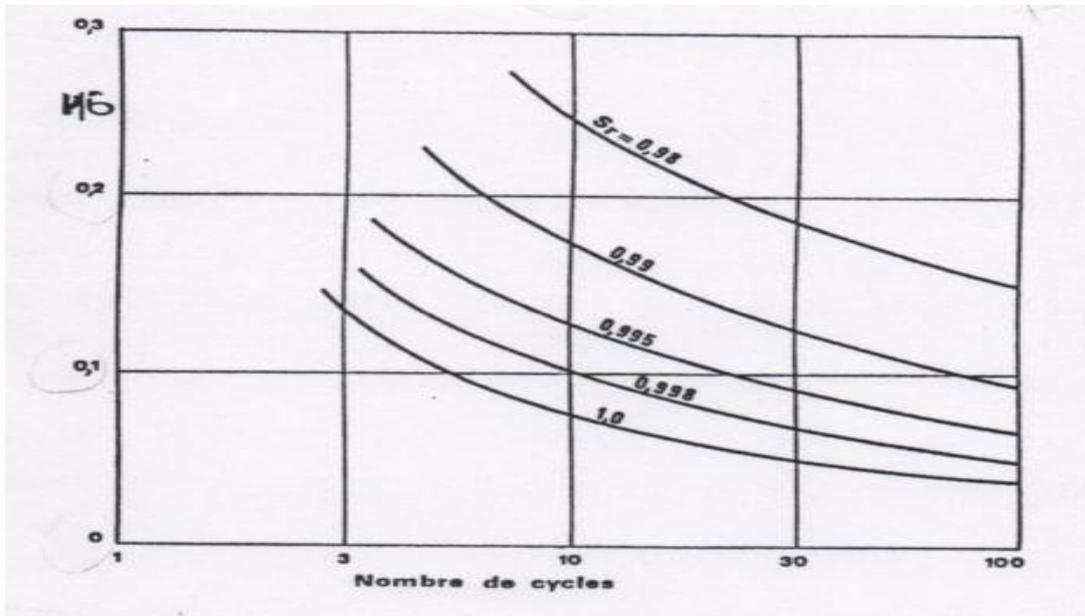


Figure 1.23 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (D'après Pecker, 1984).

La figure 1.24 montre que les résultats trouvaient pour des différentes valeurs du coefficient de Skempton ($B=89, 91,92$ et 95%) avec une densité relative $Dr= 4\%$ et une pression de confinement de 100KPa . Ceci a été confirmé par plusieurs études (Arab et al.2016) que l'augmentation du niveau de saturation caractérisée par le coefficient de Skempton B qui induit une diminution de la contrainte de cisaillement non drainé montrée sur (la figure 4a) et une augmentation de la pression interstitielle (figure5b). Cette augmentation de la pression interstitielle provient avec l'augmentation du degré de saturation du faite phase de la contractance. L'évolution de la pression interstitielle mène à la réduction du confinement et par conséquent a une réduction de la la réponse mécanique non drainé comme il est montré sur la figure 5c. On constate que les contraintes (p' et q) montrent clairement l'influence du degré de saturation sur la contrainte de cisaillement maximale et le déviateur.

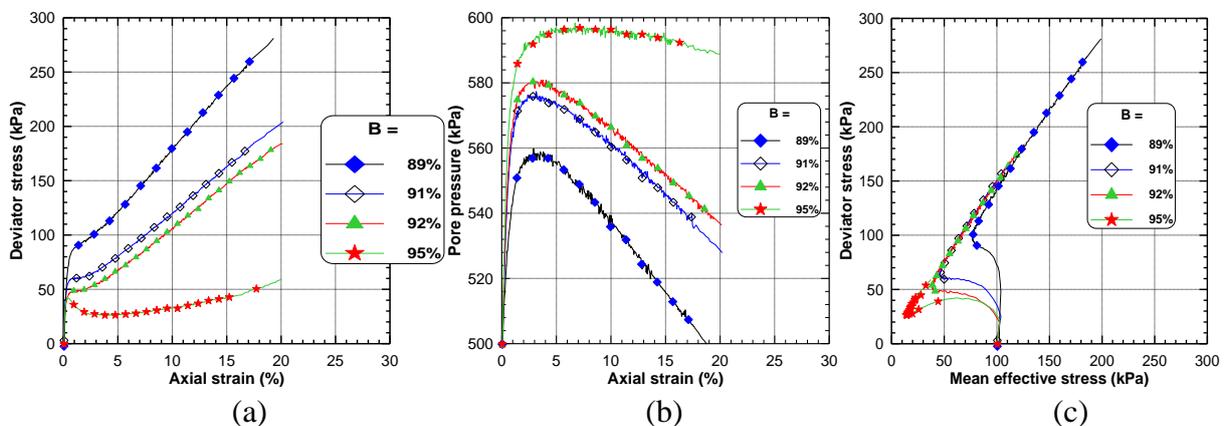


Figure1.24 l'influence du coefficient de Skempton sur la réponse mécanique non drainé du sable de Hostun (RF) (Arab et al 2016)

La figure 1.25a illustre l'influence du coefficient de Skempton (B) sur le potentiel de la liquéfaction. Arab et Al 2016 ont montré dans leurs travaux de recherche que les coefficients de Skempton B (le niveau de saturation) évoluent le potentiel de la liquéfaction d'une manière significative avec l'augmentation de ces coefficients. Cela peut être remarqué dans la figure 1.25c ils montrent que la résistance de liquéfaction (a défini comme étant le niveau de chargement cyclique ; provoquer à 15 cycles) et les résultats montrent que l'augmentation des cycles influencée sur la diminution du coefficient de Skempton B d'une manière considérable.

La figure 1.25b illustre l'influence du coefficient du Skempton (B) sur l'évolution du nombre de cycles pour les différents rapports de tension cyclique (CSR). Il peut être vu que pour la plus haut ampleur de chargement (CSR=0.5), le nombre de cycles pour atteindre la liquéfaction varie modérément avec le coefficient de Skempton B ($N_c=9,10$ et 11 pour $B=0.67, 0.36$ et 0.25 respectivement). Pour les amplitudes de chargement inférieures (CSR < 0.40), le nombre de cycles nécessaires pour la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton (B).

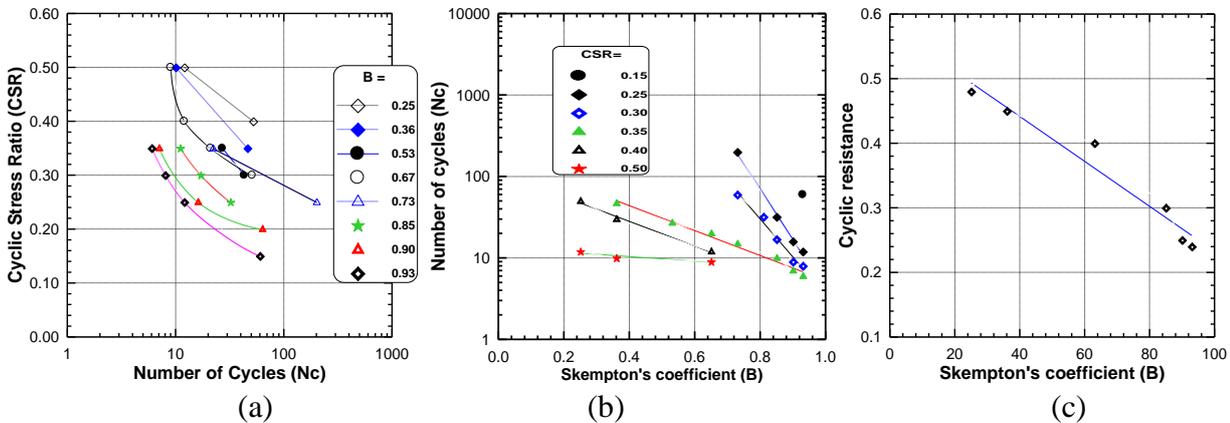


Figure 1.25: Influence du coefficient de Skempton (degré de saturation) sur la réponse cyclique non-drainé du sable de Hostun Rf. (d'après Arab et al 2016)

1.7.5 Influence du confinement

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ($D_r = 0.31$); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (figure 1.26). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.

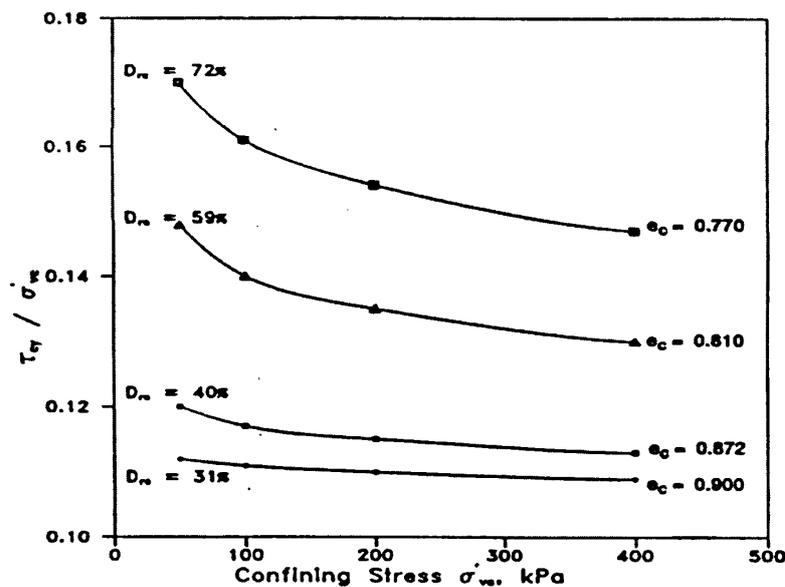


Figure 1.26 : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

D'autre part, afin de prendre en compte l'influence du confinement sur la résistance à la liquéfaction, Seed et Harder (1990) ont introduit la notion de facteur de correction K_σ qui désigne le rapport entre la résistance à la liquéfaction pour un confinement donné (σ'_{vc}) et la résistance à la liquéfaction pour $\sigma'_{vc} = 100$ kPa. La résistance à la liquéfaction est définie par le niveau de contrainte causant la liquéfaction après dix cycles de chargement. La figure 1.27 montre la variation K_σ avec la contrainte de confinement et pour différentes densités relatives. On remarque que le facteur K_σ est proche de l'unité pour les sables lâches. Pour les sables denses, on note une diminution de K_σ avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Cette diminution s'amplifie avec la densité relative. On remarque que pour les sables lâches, le facteur K_σ est proche de l'unité ; par contre, pour les sables denses, le facteur K_σ diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. La diminution s'amplifie avec la densité relative.

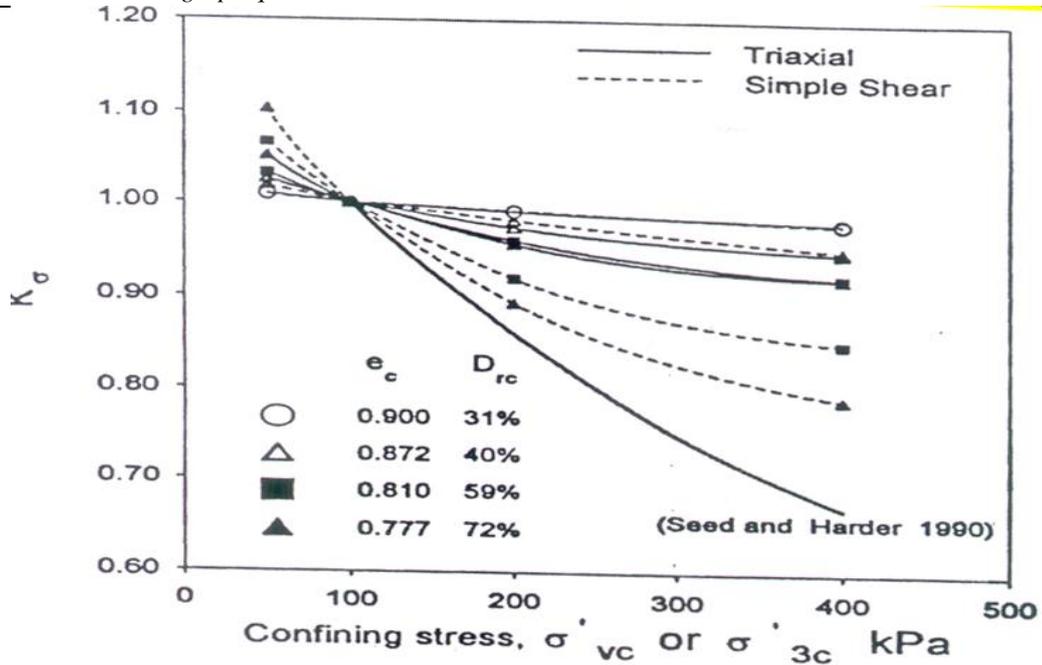


Figure 1.27 : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Seed et Harder, 1990).

1.7.6 Influence de la granulométrie

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida, 1970 ; Seed et Idriss 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 1.28 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

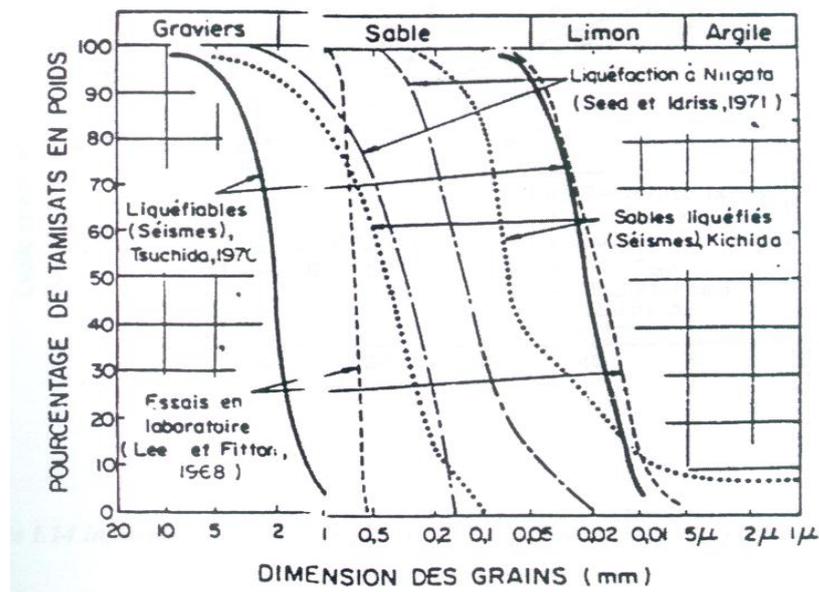


Figure 1.28 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)

1.8 Conclusion

Le phénomène de liquéfaction est très important dans l'étude des sols soumis à des chargements monotone ou cyclique. C'est un phénomène très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Cette étude bibliographique des matériaux pulvérulents nous a permis de définir le comportement (contractant et dilatant) sous différentes conditions (drainée et non drainée) et le concept d'état de déformation (état critique et caractéristique). Cependant le comportement des sols est influencé par des nombreux éléments, les plus importants sont : la densité, la granulométrie, le confinement, la saturation, la présence des fines. Pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol ; cela dépend des combinaisons des propriétés du sol, des facteurs environnants, géologie, profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement. Elle permet de retracer quelques propriétés fondamentales des milieux granulaires. Plusieurs concepts ont été mis au point Pour cerner le comportement mécanique de ces matériaux.

Chapitre 2

-Influence des fines sur le comportement d'un sol.

Ce chapitre est consacré sur la présence des fines sur le comportement des sols.
Cependant leur effet sur la résistance à la liquéfaction reste controversé.

2.1 Introduction

L'histoire montre que la plupart des sols liquéfiés sont de nature alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines. En effet, la présence de fines, bien qu'elle ait pour effet d'accroître la densité, augmente considérablement le potentiel de liquéfaction statique (Lade et Yamamuro 1997). Lade et Yamamuro (1997) expliquent que ce comportement est à l'origine d'une structure particulière très compressible qui se crée entre les particules fines et les gros grains du sol. Après cisaillement, les fines ont tendance à occuper les vides (figure 2-1) qui génère une tendance contractive inhérente du sol, entraînant sous condition non drainée à une résistance et par conséquent la liquéfaction statique. Au cours du cisaillement, les grandes particules de grain s'enroulent l'une sur l'autre en augmentant le volume et par conséquent le sol présente une tendance à la dilatation avec l'accroissement des contraintes et des déformations.

Cependant, pour les hauts pourcentages en fines, le sable peut développer une tendance à la contraction volumique assez importante supprimant d'une manière significative toute tendance à la dilatation, indépendamment des magnitudes des contraintes et des déformations. Ainsi, une liquéfaction statique totale peut se produire même à des densités relatives très élevées (Della et al. 2010).

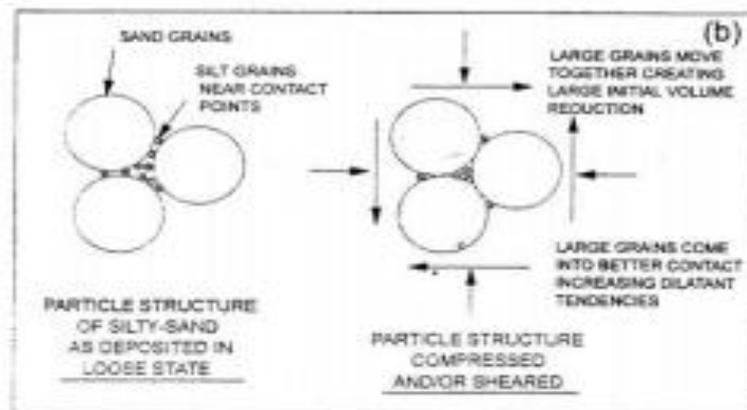


Figure 2 .1 : Densification du sol après cisaillement d'un sol compressible lâche à faible pourcentage de fines (LADE et YAMAMURO,1997)

Le comportement d'un sol avec une grande teneur en fines ($F_c=40\%$) est encore plus compressible que celui avec un faible pourcentage. Pour les faibles confinements, une liquéfaction statique complète est observée. Pour les pressions de confinement élevées, on observe une augmentation de la stabilité pour le cas des sables sans particules fines. La structure des sols grenus met en œuvre des forces intergranulaires relativement petites. En

revanche, les forces intergranulaires des fines plastiques sont relativement grandes (Mitchell, 1993).

Les sables limoneux peuvent être considérés comme une matrice composée de deux submatrices : l'une à gros grains, constituée de particules de sable ; et l'autre à grains fins, constituée uniquement de fines (Thevanayagan, 1998).

Des études théoriques et expérimentales ont été réalisées (McGeary, 1961 ; Lade *et al.* 1998) pour observer l'influence des fines non plastiques sur l'indice des vides des sables. Un autre type de structure de sol observé dans un sable limoneux est la structure métastable.

A faible teneur en fines, la présence de particules limoneuses peut créer une grande instabilité et compressibilité de la structure (Lade et Yamamuro, 1997). Dans une structure métastable, les vides entre les grosses particules de grain sont inoccupés, les fines se trouvent au point de contact entre les grains. Durant le chargement, les particules limoneuses sont chassées dans les vides, ce qui cause l'effondrement de la structure du sol.

D'autres études antérieures réalisées dans plusieurs laboratoires ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Chang *et al.* 1982 ; Amini et Qi 2000), tandis que d'autres résultats montrent qu'elle diminue la résistance à la liquéfaction des sables (Tronsoco et Verdugo, 1985 ; Vaid, 1994 ; Lade et Yamamuro 1997 ; Zlatovic et Ishihara, 1997).

D'autres se trouvent intermédiaires ont montré que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines (seuil) puis qu'elle ré augmente avec l'augmentation de cette teneur (Koester, 1994 ; Bouferra et Shahrour, 2003).

A partir d'essais de compression monotone réalisés par Lade et Yamamuro (1997) à l'appareil triaxial sur un mélange sable-limon ATC de densité moyenne, Yamamuro et Covert (2001) concluent que la présence d'une petite quantité de fines semble conduire à un comportement contractant seulement durant le cisaillement initial (figure 2-2) ; puis l'échantillon mobilise un effort résiduel pour augmenter sa résistance. Ceci est conforme aux résultats de Polito et Martin (2001), pour qui les sols avec une matrice de limon prédominante ont une résistance à la liquéfaction plus faible que celle des sols avec une matrice de sable prédominante pour la même densité relative.

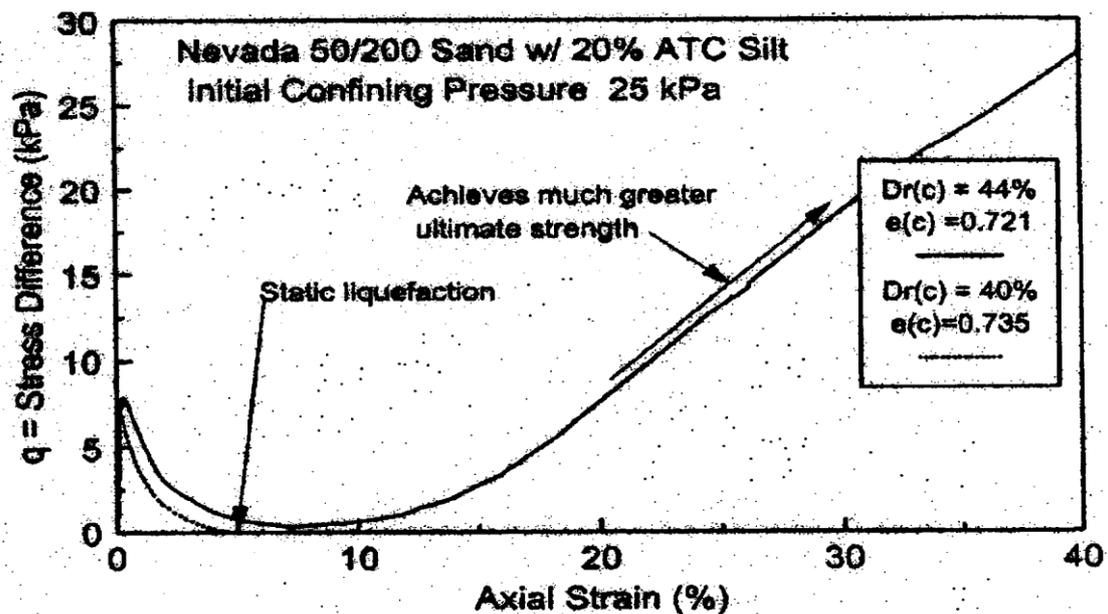


Figure 2-2 : Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt). (Yamamuro et Covert 2001)

2.2 Influence des fines sur le comportement des mélanges

2.2.1 Influence des fines non plastiques (limon)

La figure 2.3 montre les résultats des essais de compression drainée réalisés pour des fractions des fines comprises entre zéro (sable propre) et 50%. On note que la fraction des fines affecte d'une manière sensible les variations du déviateur et de la déformation volumique. L'augmentation de la fraction des fines de 0 et 50% induit une diminution de la raideur initiale et de la résistance du sol (déviateur maximal). En ce qui concerne la déformation volumique, on note que le sable propre et les échantillons à faible fraction des fines ($FC < 20\%$) présentent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. 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. Ce résultat est en accord avec les résultats obtenus pour le sable d'Hostun qui ont montré que la présence des fines amplifie le caractère contractant du mélange sable-limon. Dans le cas du sable de Chlef, cet effet est observé jusqu'à la teneur en fines la plus élevée qui a été étudiée ($FC = 50\%$).

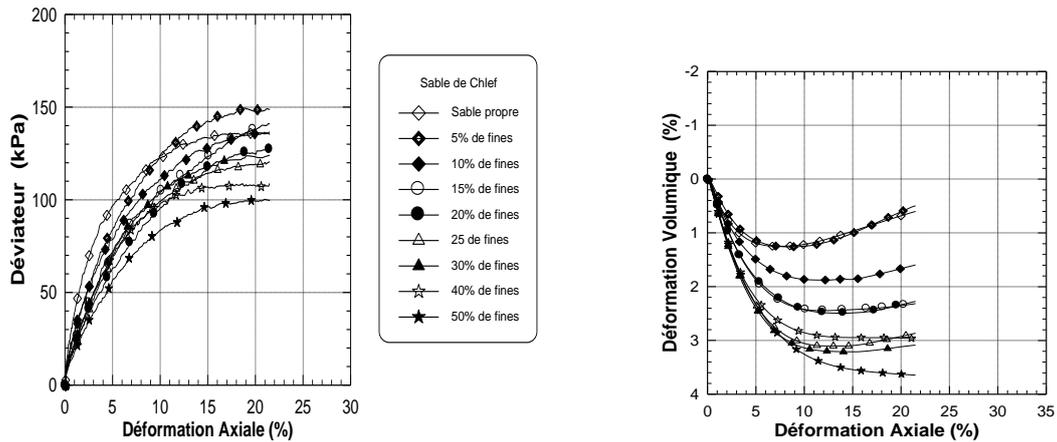


Figure 2.3 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon (Sable de Chlef)

Arab (2008) a réalisé une série d'essais triaxiaux non drainés réalisés sur un mélange pour des fractions des fines FC allant de 0 (sable propre) à 100% entre zéro (sable propre) et 100% (limon) sous une pression de confinement initiale de 100 kPa. Les essais ont été réalisés à une densité relative $I_d=0.4$ Il a trouvé que l'augmentation de la fraction des fines affecte d'une manière importante la réponse non drainée du mélange. L'augmentation de Fc jusqu'à un certain seuil (FCs = 40%) se traduit par une augmentation de la pression d'eau et par conséquent par une diminution du déviateur mobilisé. Au-delà de FCs (40%), on observe une stabilisation du déviateur mobilisé. La réduction du déviateur résulte du rôle des fines dans l'augmentation de la contractance du mélange, se traduisant par une augmentation de la pression interstitielle.

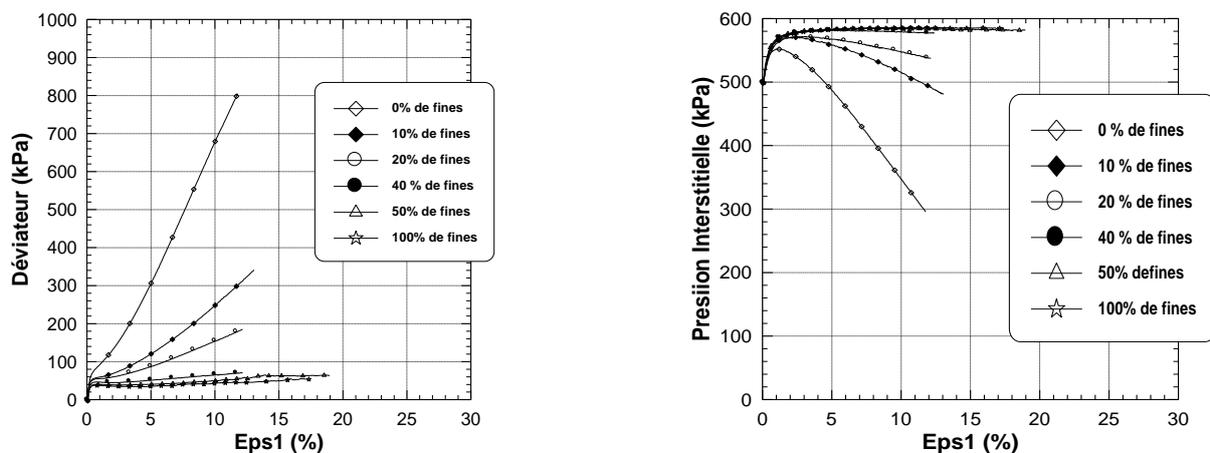


Figure 2.4 : Essai de compression drainée du mélange sable-limon (Sable de Chlef)

2.2.2 Effet des fines plastiques

Des essais triaxiaux non drainés ont été réalisés sur un mélange de sable avec une argile limoneuse (Hostun-KSM) pour des valeurs de fraction des fines FC entre zéro et 40%. Les essais ont été effectués à une densité relative $I_d = 0.65$. Les résultats de ces essais sont illustrés dans la figure 2.5. Sur le plan qualitatif, ces résultats sont semblables à ceux obtenus avec le sable limoneux : l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à un certain seuil (FCs) se traduit par une augmentation de la pression d'eau (par conséquent une diminution du déviateur mobilisé), suivi par une stabilisation. Le seuil FCs pour le sable argileux est de 20%, il est plus faible que celui obtenu pour le sable-limoneux (FCs = 40%).

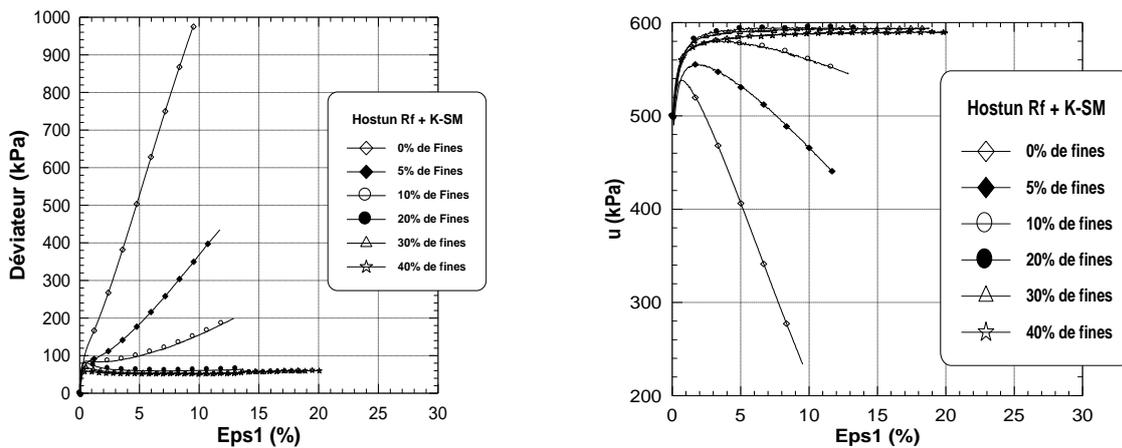


Figure 2.5 : Essai de compression drainée du mélange sable-limon (Sable Hostun)

L'histoire montre que la plupart des sols instables par tassement, glissement et liquéfaction sont des sols de nature argileuse ou alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines. Ceci a été confirmé par plusieurs études (Arab, 2008, Lade et Yamamuro, 1997), ces résultats sont illustrés dans la figure 2-6.

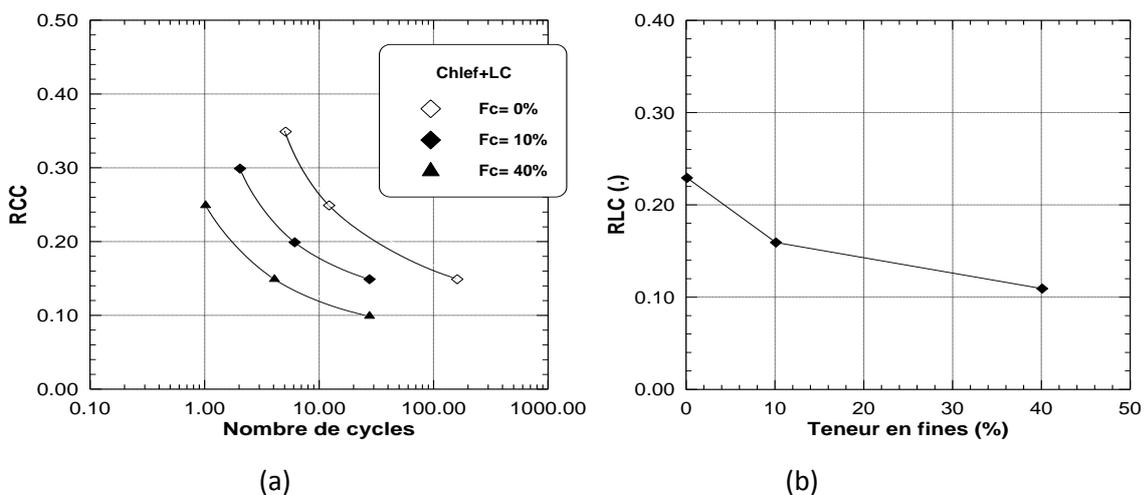


Figure 2.6 : Influence des fines sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef-limon LC (Arab 2008)

2.3 Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal (emax et emin)

Cubrinovski et Ishihara, 2002 ont montré dans leurs travaux de recherche que les indices des vides e_{max} et e_{min} diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à une teneur en fines entre $F_c = 20\% - 40\%$ ensuite, ils ré augmentent avec l'augmentation de la fraction des fines, tel que présenté dans la figure 2-7 pour le sable Cambria mélangé aux fines de Nevada ((Lade et al, 1998).

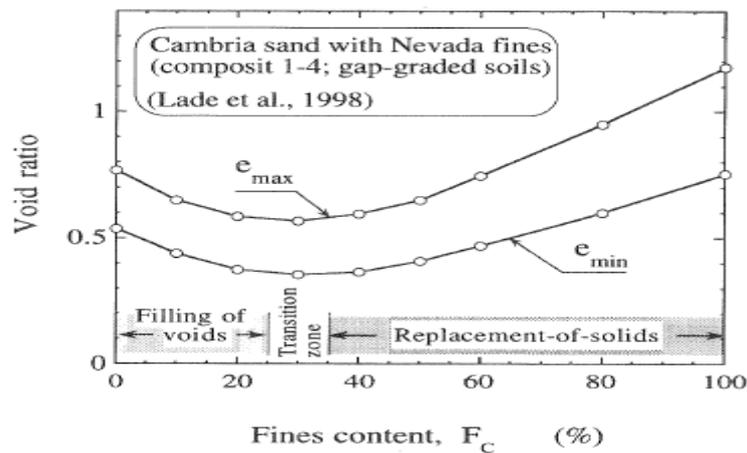


Figure 2-7 : variation des indices de vides maximal et minimal avec des fines de Nevada d'après (Cubrinovski et Ishihara, 2002).

On note que cela conduit également à une augmentation dans la gamme du rapport des indices de vide, ($e_{max} - e_{min}$), comme indiqué dans la corrélation sur la figure 2-8 (Cubrinovski et Ishihara, 2002). Il faut à noter que les fines ne sont pas seules responsables de la variation des valeurs limites d'indice des vides ; que les propriétés granulométriques, particules angulaires etc. contribuent également à une variation dans les limites d'indice des vide des sols sableux.

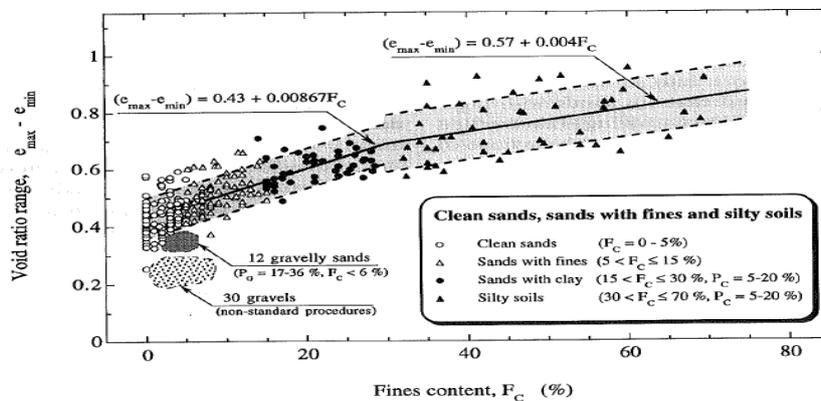


Figure 2-8: variations du rapport des indices de vides ($e_{max} - e_{min}$) en fonction de la teneur en fines (Cubrinovski et Ishihara, 2002)

Généralement le sable contient des fines avec une large gamme de taille de grains, il est possible que les plus petites particules telles que les fines ne participent pas dans le sol pendant le chargement et restent inactives, elles occupent uniquement l'espace vide créé par les gros grains de sable. Ce concept de structure interne du sable avec des fines a été utilisé dans un certain nombre d'études sur la réponse mécanique des sols sableux en condition non drainée. Les essais cycliques effectués sur le sable Ottawa C-109 rapportent que les fines qui occupaient les espaces vides créé par la structure du sable n'ont pas contribué à l'effort de cisaillement (Shen et al, 1977). Cet indice a été appelé par la suite (Kenny 1977) comme étant l'indice des vides inter granulaires. Dans cette méthode on considère les fines comme des vides (la figure 2-9).

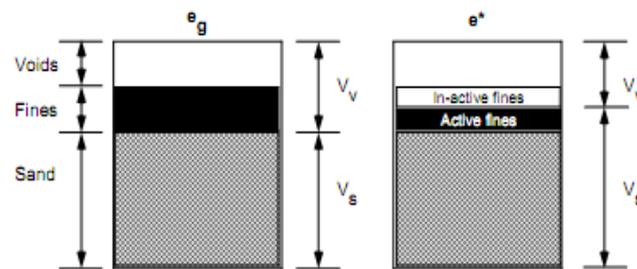


Figure 2-9 : Concept d'indices des vides l'inter granulaire e_g et l'équivalent granulaire (e^*)

Les fines supplémentaires provoquant une structure de sable métastable comme représenté sur la Figure 2-1, occupent uniquement l'espace entre les grains et ne participent pas à la résistance au cisaillement (appelé indice des vides inter granulaires. Une classification en fonction de la structure du sol est présentée à la figure 2-10 d'après (Thevanayagam et al, 2002). Le mélange sable-fines correspond au cas où les particules de sable contrôlent principalement la réponse non drainée peuvent être classées selon trois cas :

- (i) les fines sont entièrement confinées entre les grains solide du sable, auquel l'indice des vides inter granulaire décrit le mieux l'état du sol ;
- (ii) les fines sont confinées et sont en contact partiel avec les grains de sable, auquel l'indice des vides granulaires équivalent décrit le mieux l'état de ce sol ;
- (iii) Certaines fines sont confinées tandis que d'autres grains de sable les séparent.

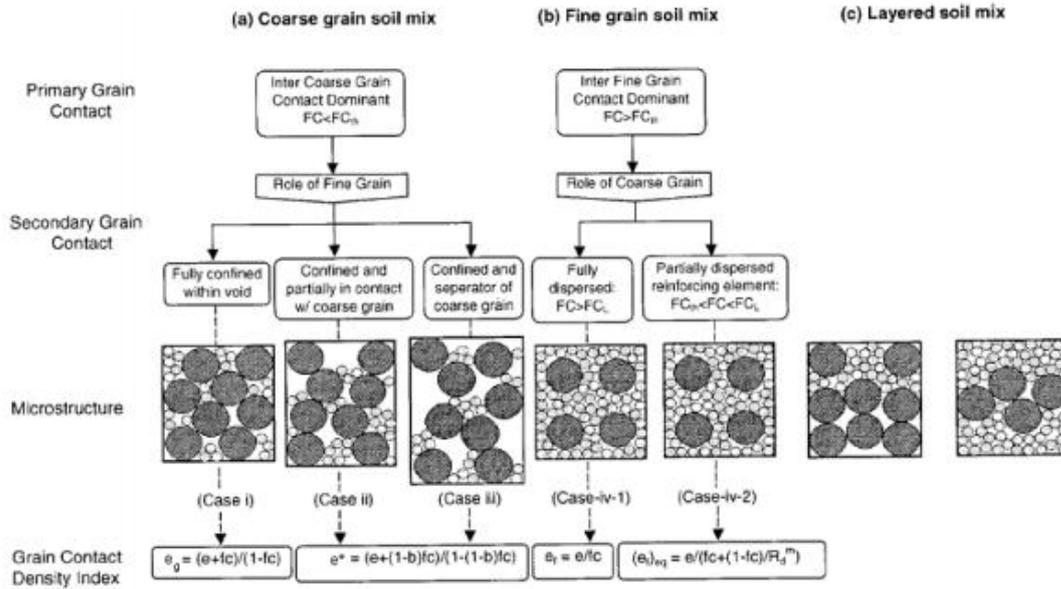


Figure 2-10 Classification en fonction de la teneur en fine (Thevanayagam et al. 2002).

Le concept de l'indice des vides granulaire équivalent noté e^* , est représenté sur la Figure 2-10, quantifie l'état pour le choix de la structure interne du sol tout en supposant que les fines sont actives (indice des vides équivalents) tandis que pour l'indice des vides inter granulaires (e_g) les fines sont supposées inactives.

On note dans la figure 2-10 que les cas (a) et (b) définissent les états de sol où la matrice est contrôlée les grains de sable (a) et la matrice qui est contrôlée par les fines (b) séparées par un seuil appelé seuil de teneur en fines (F_{CTh}).

La valeur de la teneur du seuil (F_{CTh}) a été trouvée entre 20 à 30% (Thevanayagam et Mohan, 2000), avec $F_{CTh} = 30\%$ étant utilisée comme une valeur représentative dans cette étude. Diverses méthodes sont également disponibles pour calculer pour déterminer la valeur du seuil F_{CTh} pour un mélange donné de sable avec des fines (Yang et al., 2006).

2.4 Effets des fines sur le comportement non drainé

Les premières études sur le comportement de sable contenant des fines (limons) n'ont pas toujours étudié avec une variation systématique de la teneur en fines ; par exemple, le sable limoneux provenant des quartier de Koto et de Katsushika à Tokyo ont été testé à différentes teneurs en fines : Takasago qui est un sable propre avec le $F_C = 0\%$; Koto-A limon sableux au $F_C = 58\%$ et 100% ; Koto-B sable limoneux avec $F_C = 15\%$; Suzaki limon avec $F_C = 100\%$ selon Ishihara et al., 1978. Les échantillons testés ont montré que le sol de Koto-B

(Sable limoneux) avait une résistance de liquéfaction inférieure à celui Takasago qui est un sable propre, mais que le sol de Koto- A (sable-limoneux) et le limon Suzaki avait des résistances à la liquéfaction plus élevés que le sable Takasago propre.

Notez que la plupart des essais ont été effectués avec un indice des vides variant entre 0,82 à 1,02, tandis que le limon de Suzaki testé avait des valeurs plus élevés ($e \approx 1,40$ à $1,60$) ; et que les particules fines sont considérées comme plastique avec un indice de plasticité (I_p) avoisinant les 20%. En augmentant le rapport de surconsolidation, Ishihara et al.1978 trouvent que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière considérable avec l'augmentation du rapport OCR (figure 2-11).

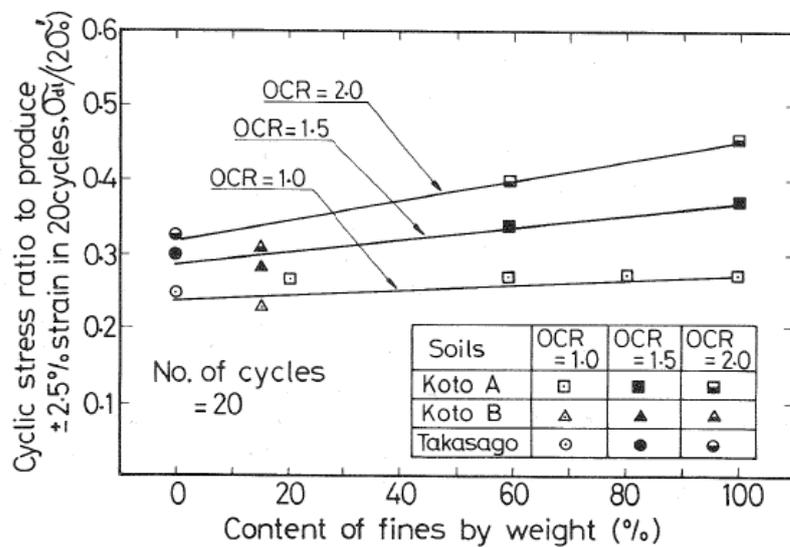


Figure 2-11 : Influence de la teneur en fine et du rapport OCR sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et al, 1978).

Pitman et al. 1994 ont réalisés des essais triaxiaux sur un mélange de sable-limon avec différentes teneur en fines, le sable d'Ottawa a été mélangé avec de la silice non plastique. Les résultats trouvés ont montré que la résistance à la liquéfaction du sol augmentait d'une manière significative avec l'augmentation de la fraction des fines (figure 2.12). Des résultats similaires ont été trouvés par Vaid (1994) sur un mélange de sable de Brenda 20/200 avec des fines non plastiques. Les réponses au cisaillement non drainées ont montré une dilatance du sol avec l'augmentation de la teneur en fines lorsque F_c passe de 0 à 22.3%, la densité relative variant de 29 à 98% (figure 2.13).

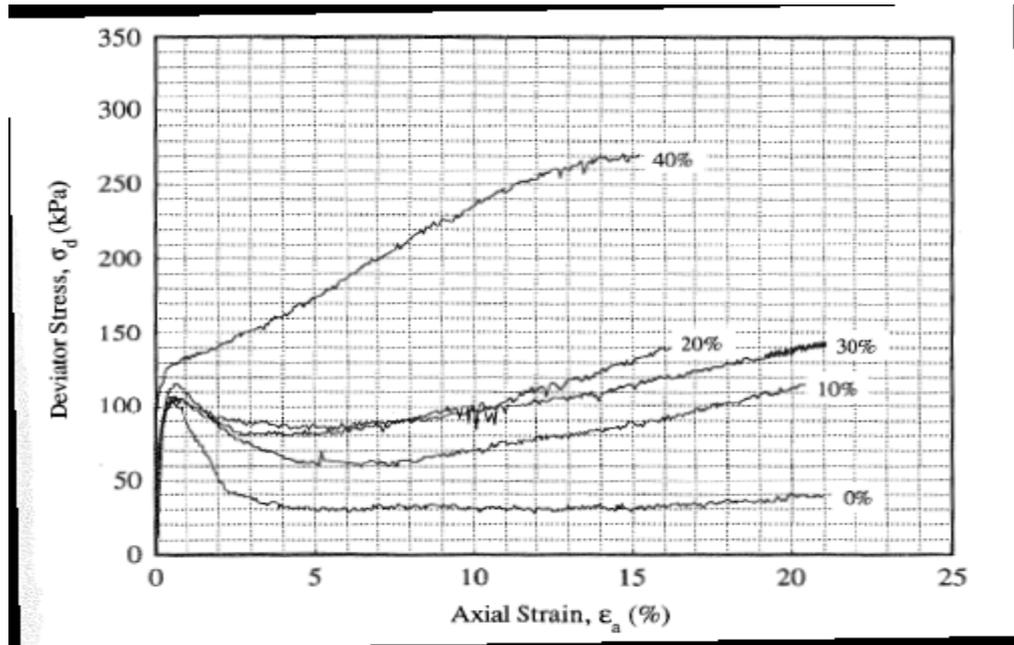


Figure 2-12 : Réponse contrainte-déformation pour le mélange sable (Ottawa) avec des fines de silice (Pitman et al, 1994).

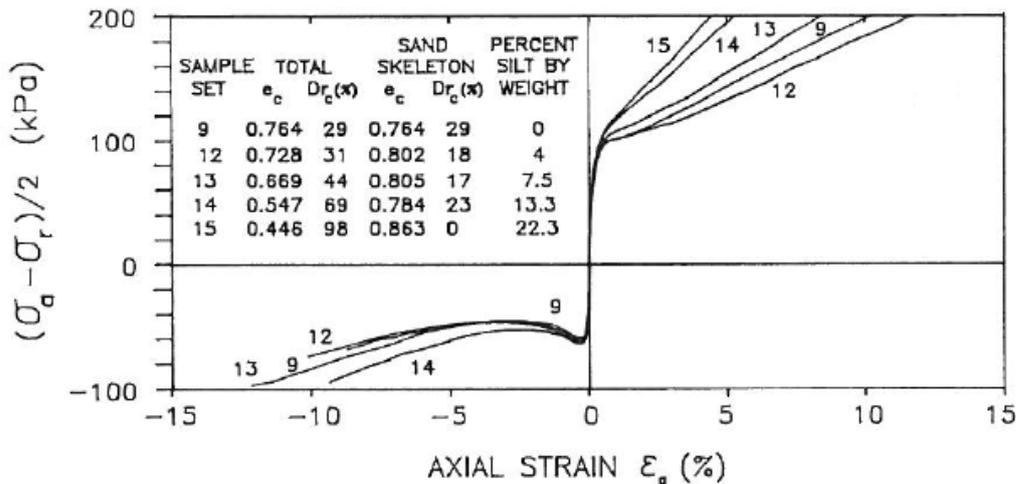


Figure 2-13 : Contraintes-déformations axiales (sable de Brenda 20/200 avec des fines non plastique) d'après Vaid 1994.

Une autre étude a été testée pour deux matériaux de sables à savoir Nevada 50/200 et Ottawa mélangés avec des fines non-plastiques en utilisant une compression axiale par Lade et Yamamuro, 1997. L'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne effective du sable Nevada 50/200 mélangé avec des teneurs en fines est illustrée dans la figure 2-14, en faisant varier l'indice des vides (e) et la densité relative (D_r). Les résultats montrent une diminution de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de la teneur en fines, les échantillons atteignant un faible pic de déviateur puis caractéristique du

comportement contractant puis les échantillons s'effondrent (annulation des contraintes effectives). On note ici que les résultats trouvés pour le mélange sable de Nevada et Ottawa avec des limons sont tout à fait contradictoires à ceux trouvés pour le sable d'Ottawa C-109 et Brenda 20/200.

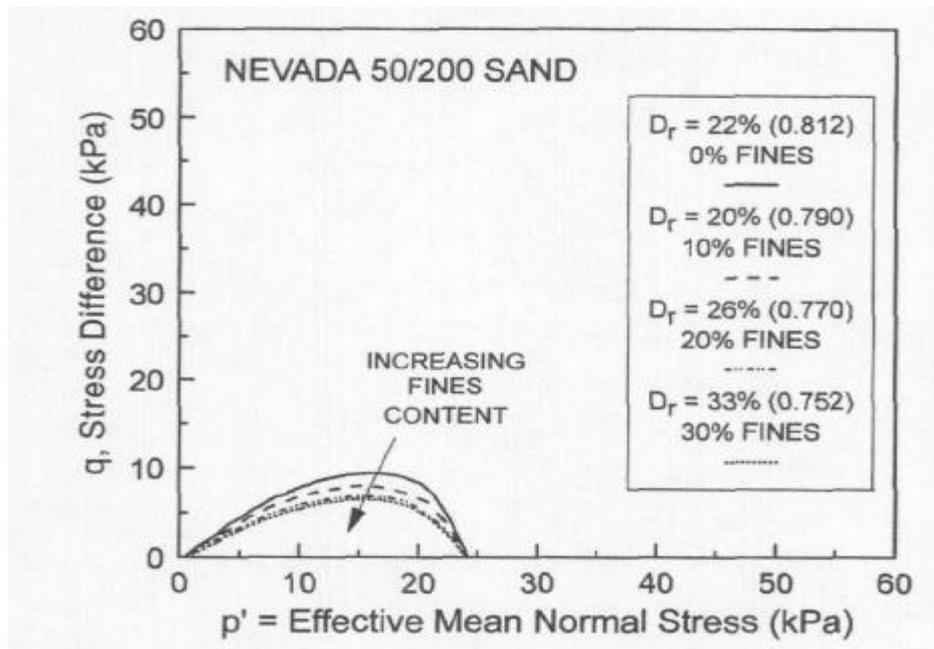


Figure 2-14 : Evolution du déviateur de contrainte en fonction des contraintes moyenne effective (sable de Nevada 50/200-Fines non-plastique d'après Lade et Yamamuro (1997)).

Une série d'essais cycliques a été effectuée sur le sable Ottawa C-109 mélangé avec des fines de silice non-plastique avec un indice des vides constant ont montré que l'excès de variation de pression interstitielle augmente avec l'augmentation de la teneur en fines (Erten et Maher, 1995). Les résultats sont illustrés sur la figure 2-15. Les essais ont été conduit en déformation imposée de 0.015% et 0.75% par cycle et cela jusqu'10 et 30 cycles de charge et décharge. On note ici que les résultats trouvés montrent que les échantillons cisailés sous les faibles déformations (0.015%) génère moins vite la pression interstitielle, tandis que ceux cisailés en déformation imposée de 0.75% génèrent des valeurs importantes de pression interstitielle lorsque la fraction des fines augmente de 0 à 30%

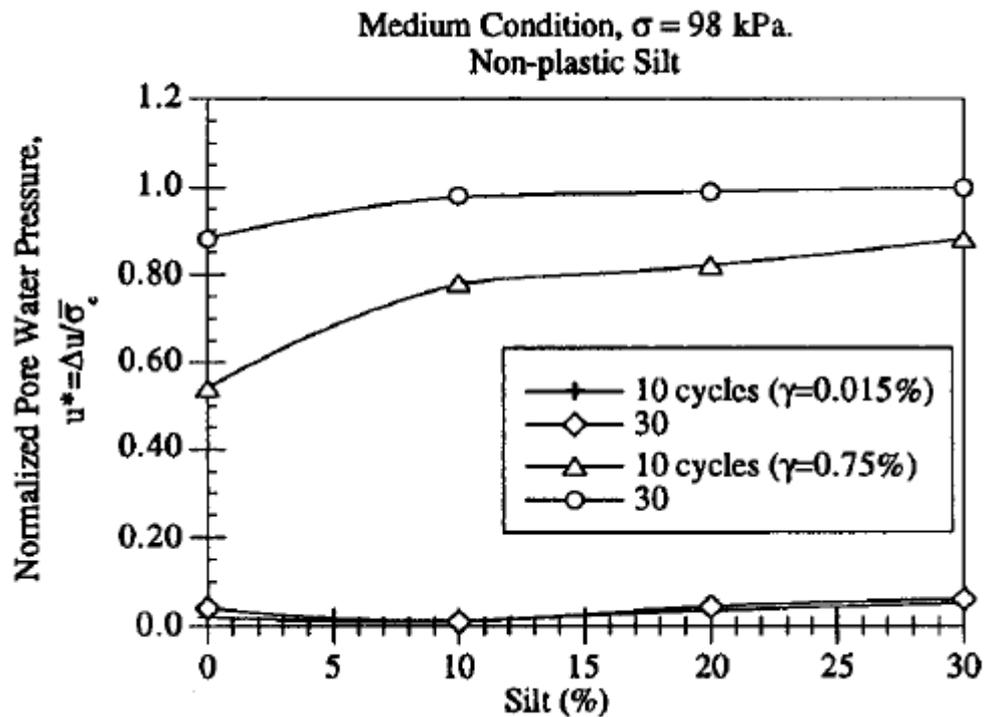


Figure 2-15 : Accumulation de pression interstitielle en fonction de la teneur en fines F_c (Erten et Maher, 1995a).

2.5 Influence des fines sur l'état stable de déformation

Des études sur des mélanges de sable-limon ont été effectuées par (Thevanayagam, 1998; Thevanayagam et al., 2002; Naeini et Baziar, 2004; Yang et al., 2006b; Murthy et al., 2007; Papadopoulou et Tika, 2008) montrent que la ligne d'état stable diminue avec l'augmentation jusqu'à une teneur en fines $F_c=30$ à 40% pour les faibles densités relatives puis ré augmente avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à $f_c=100\%$; cela est illustré dans la figure 2-16 même résultats ont été trouvé par Zlatovic (1994) sur le mélange sable de Touyouura avec du limon non plastique. Pitman et al., 1994; Thevanayagam., 1998; Huang et al, 2004, bien qu'il y ait un manque de données en ligne de l'état d'équilibre pour le sable avec des fines en plastique des teneurs plus élevées ont montré une tendance similaire.

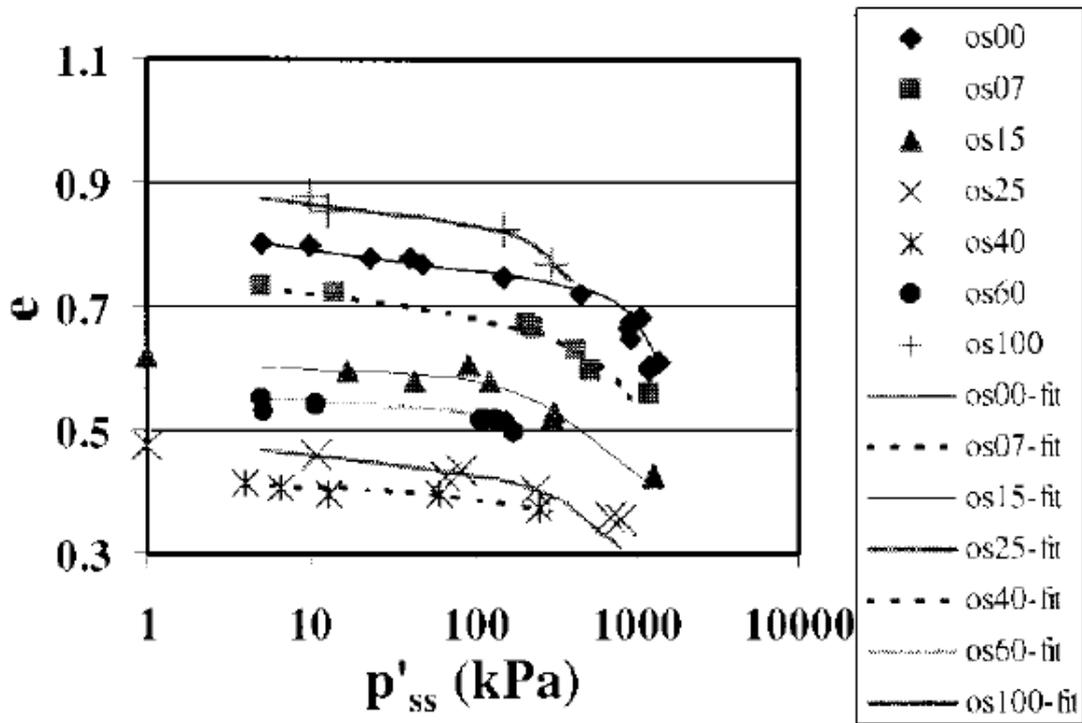


Figure 2-16 lignes de l'état d'équilibre de sable de fonderie F55 mélangés avec des fines de silice broyée (Thevanayagam et al, 2002).

Rahman et Lo 2007, a trouvé sur des mélanges de sable-limon de Sydney de faible plasticité que la ligne d'état stable de déformation diminue d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en fines, leurs résultats sont illustrés dans la figure 2-17.

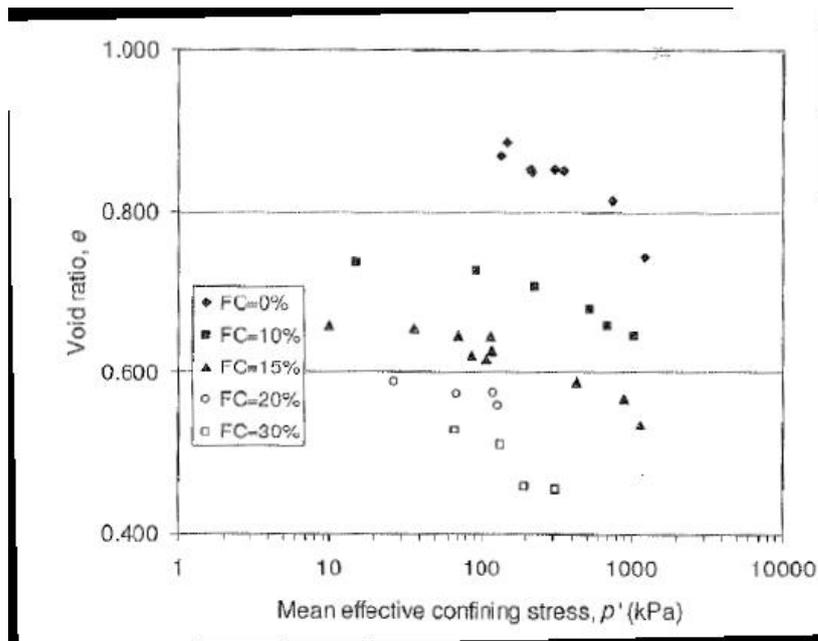


Figure 2-17 lignes de l'état d'équilibre de sable de fonderie F55 mélangés avec des fines de silice broyée (Thevanayagam et al, 2002).

Dans toutes les études énoncées précédemment, l'indice des vides inters granulaires et l'indice des vides granulaires ont été utilisés pour tracer l'évolution de la ligne d'état stable en fonction de la teneur en fines, rarement la densité relative a été utilisée pour la ligne d'état stable avec la présence des fines. Thevanayagam, 1998 ; Thevanayagam et al, 2002 ; Papadopoulou. et Tika, 2008, ont qu'avec des faibles densités relatives la ligne d'état stable augmente avec l'augmentation de la teneur en fines lorsque F_c passe de 0 à 30% en utilisant l'indice des vides inter granulaires (figure 2-18).

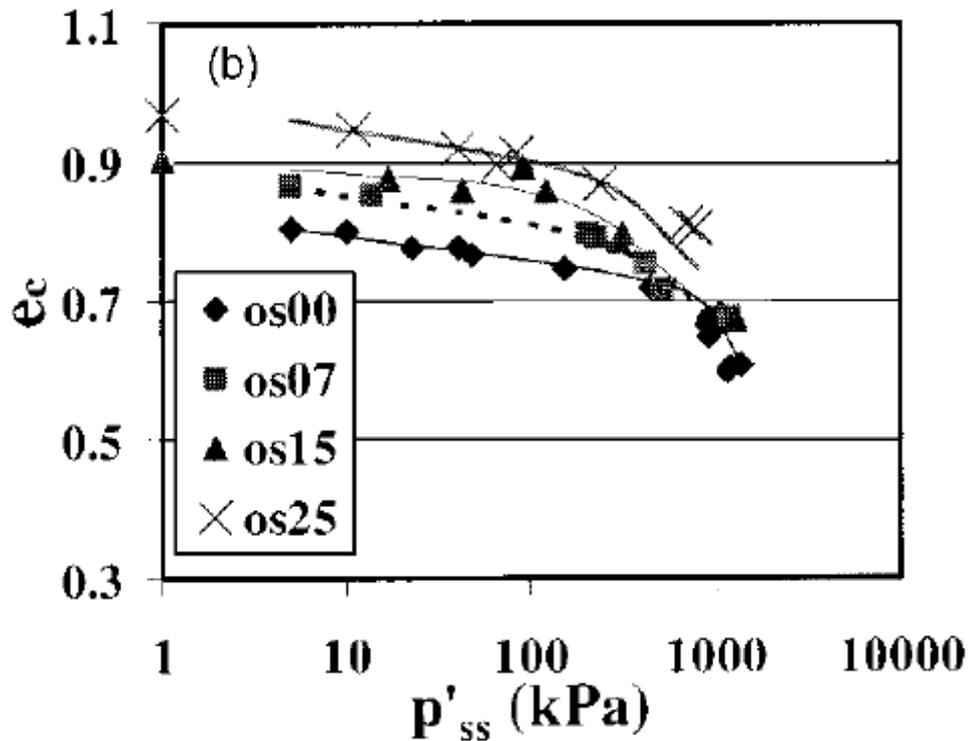


Figure 2-18 : Evolution de la ligne d'état stable en fonction de la pression moyenne effective (Thevanayagam et al., 2002).

Une autre étude réalisée par Yang et al. (2006b) montre que la ligne d'état stable peut devenir indépendante de la fraction des fines et reste insensée avec l'augmentation de la teneur en fines lorsque F_c passe de 0 à 30% sur le mélange sable d'Hokksund en utilisant l'indice des vides équivalent et sur le sable de Sydney (Rahman et Lo, 2007) ; ces résultats sont illustrées dans la figure 2-19

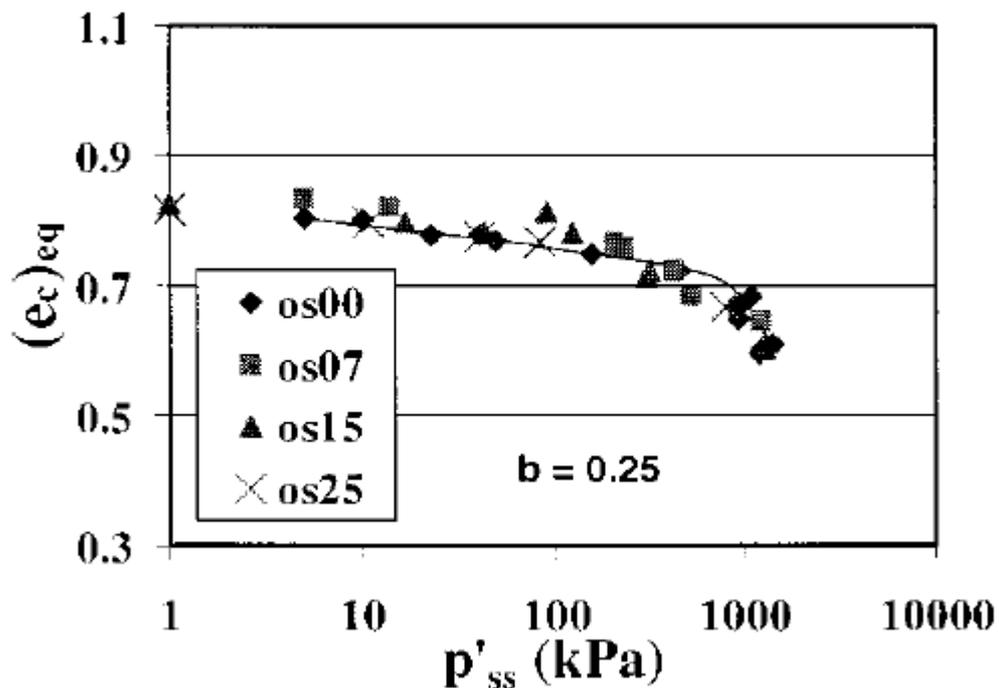


Figure 2-19 : Evolution de la ligne d'état stable en fonction de la pression moyenne effective en utilisant l'indice des vides équivalent (Thevanayagam et al., 2002).

2.6 Influence des fines sur la résistance à la liquéfaction cyclique

La résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 10% ensuite, elle ré-augmente avec l'augmentation de cette teneur (Chang et al. 1982) (figure 2-20). Si des fines sont ajoutées à un sable, sa résistance à la liquéfaction diminue si le mélange est testé au même indice des vides (Troncoso 1990). Cependant, à la même valeur de SPT $(N_1)_{60}$, l'addition de fines augmente la résistance à la liquéfaction du mélange sable-fines (Seed et al, 1985).

Troncoso (1990) a comparé la résistance au cisaillement cyclique d'un sable mélangé à différentes teneurs en fines (limon) de 0 à 30 % avec un indice de vides initial constant (0.85), il a trouvé que la résistance au cisaillement cyclique diminue avec l'augmentation de la fraction des fines (figure 2-21), ceci est en contradiction avec les résultats trouvés par Seed et al. (1985). Cependant, on note que la différence entre ces résultats réside dans les critères utilisés : la résistance au cisaillement cyclique a été déterminée par Troncoso à indice des vides constants et Seed à même valeur de SPT.

L'influence de la taille, indice de propriété de la fraction des fines sur la résistance à la liquéfaction et la pression des pores ont été analysés par Koester (1993) en utilisant les données de Chang (1990) sur un échantillon reconstitué d'un mélange du sable-limon (figure 2-19). La figure 2-20 montre les résultats obtenus par Koester (1994) sur des échantillons de densité moyenne, avec une variation de la fraction des fines (0 à 60%) et indice du vide initial de 0,48. Les résultats sont semblables à ceux obtenus par Troncoso (1990) jusqu'à 20% de fines ; si la teneur en fines dépasse 20%, la résistance au cisaillement cyclique augmente.

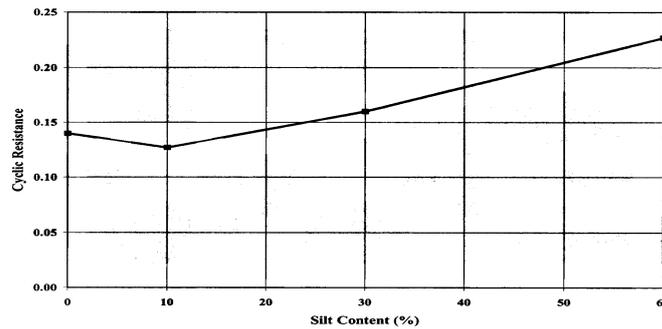


Figure 2-20 : Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Chang et al., 1982).

Arab 2008 trouve sur des essais triaxiaux cycliques que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la fraction des fines pour le mélange sable de Chlef et limon de Chlef peu plastique (figure 2-3), aussi il trouve une tendance contradictoire pour le mélange du sable d'oued Rass avec le limon de Sidi M'hamed (peu plastique que la résistance diminue lorsqu'à une fraction de 20% puis ré-augmente l'augmentation de la fraction lorsque Fc passe à 40% (figure 2-21).

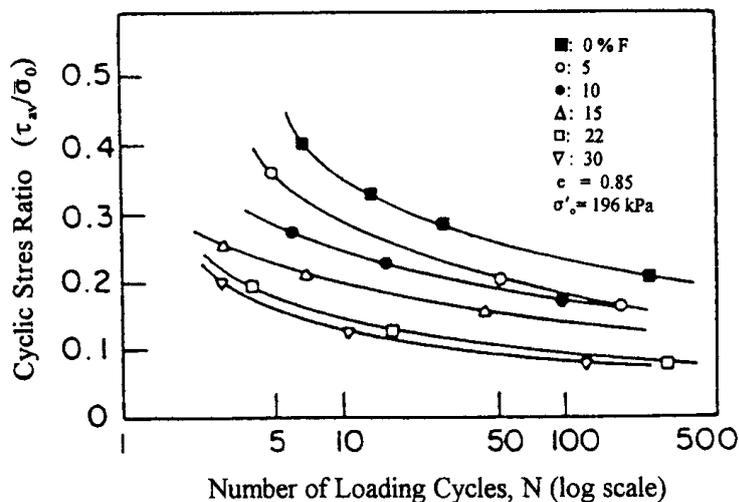


Figure 2-21 : Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Troncoso, 1990).

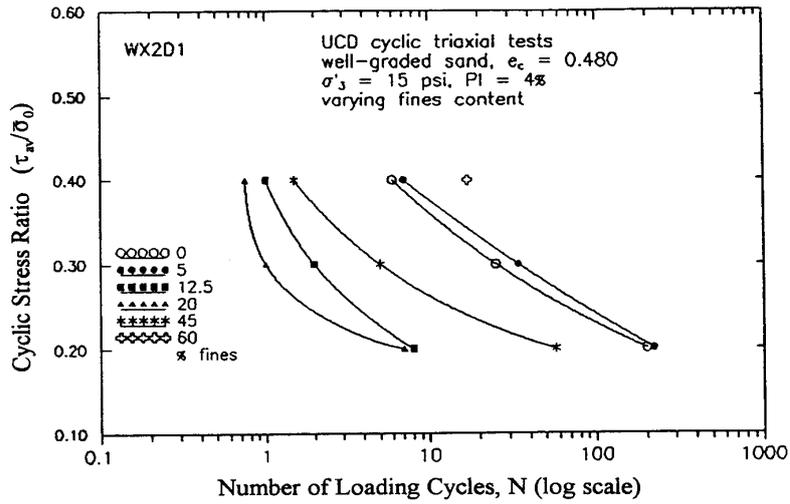


Figure 2-22 : Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Chang, 1990).

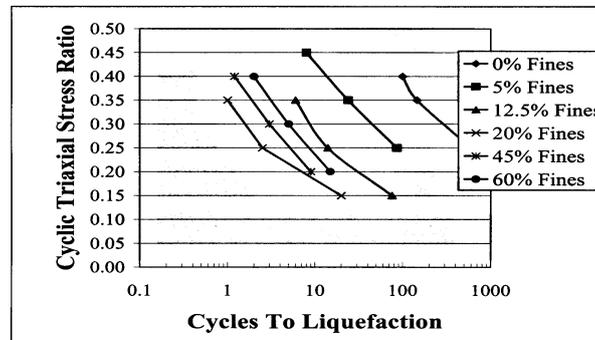


Figure 2-23 : Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Koester, 1994).

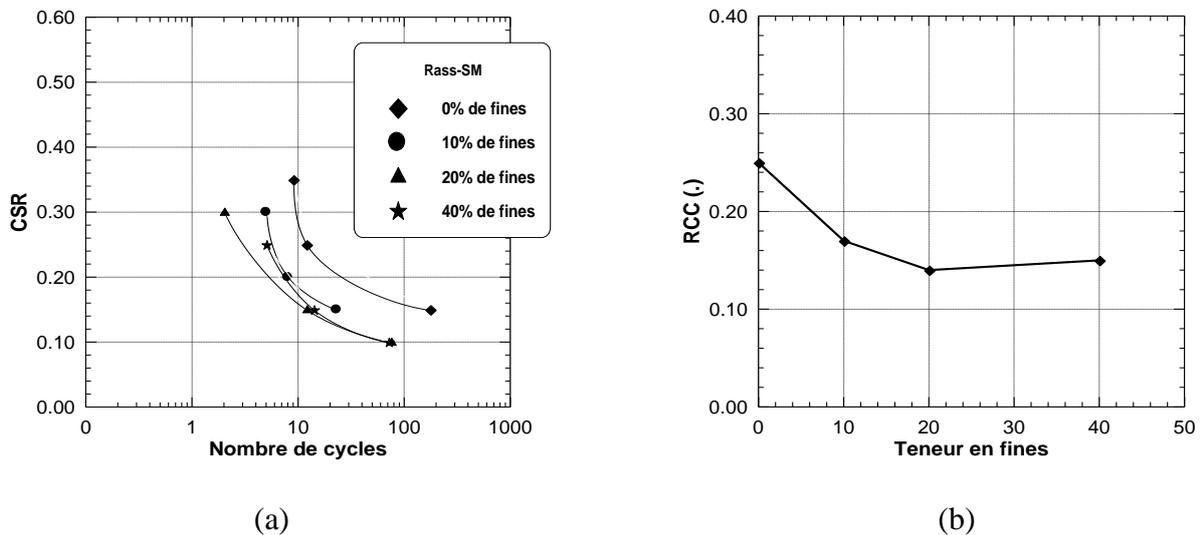


Figure 2-24 : Influence de la présence des fines sur le mélange sable de Rass-SM (Arab 2008)

a) Potentiel de liquéfaction

b) Rapport de contrainte cyclique donnant la liquéfaction au bout de 15 cycles.

La figure 2-25 a montré les résultats des essais effectués sur du sable de Monterrey mélangé avec du limon (Polito et Martin, 2001) ; en mettant en évidence l'effet de la variation de la fraction des fines tout en maintenant l'indice des vides initial des échantillons constants ($e_o=0,68$). On note que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de FC jusqu'à une résistance minimale à la liquéfaction de 0,11 correspondant à une teneur en fines de 35%. Même constatations ont été faites sur le sable de Yatesville ($e_o=0,76$) : la résistance diminue jusqu'à une valeur de 0.109 avec une teneur en fines entre 37 et 50%, ensuite la résistance augmente avec l'augmentation de la teneur en silt atteignant une valeur de 0,31 à $F_c = 100\%$ (figure 2-22b). On note que la résistance cyclique est définie par le rapport $CSR=q/2\sigma'_v$ exigé pour causer la liquéfaction en 15 cycles de chargement.

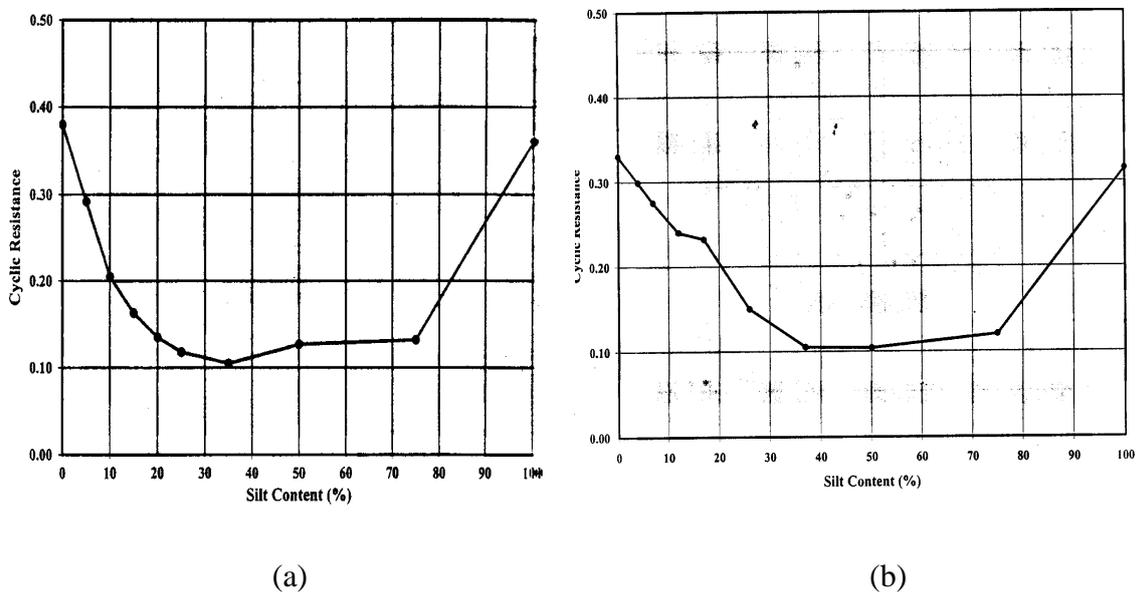


Figure 2-25 : Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Polito et Martin, 2001).

2.7 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%, $IP=1.7\%$). Le mélange de kaolin avec du limon a permis d'augmenter l'indice de plasticité (PI) de 2.6 à 3.4% (figure 2.26). 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 2-27). 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 2-28 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.

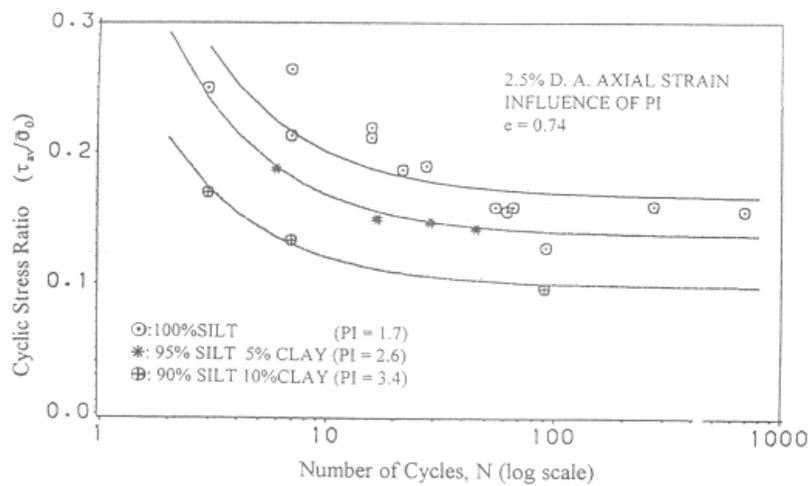


Figure 2-26 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Sandoval 1989 ; Prakash et Sandoval 1992).

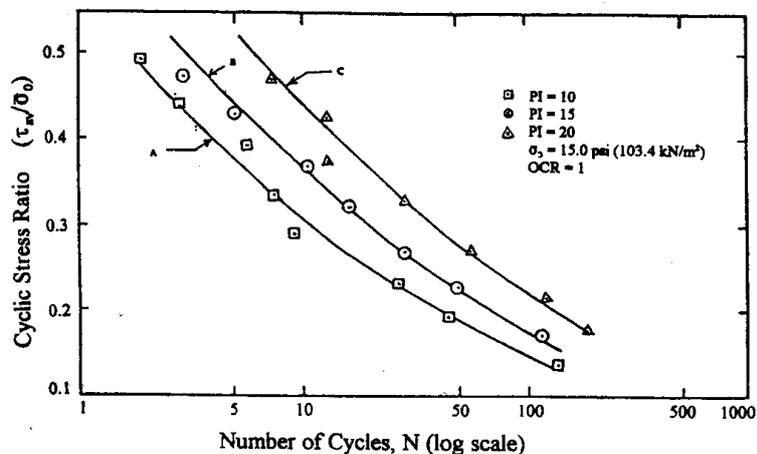


Figure 2-27 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984).

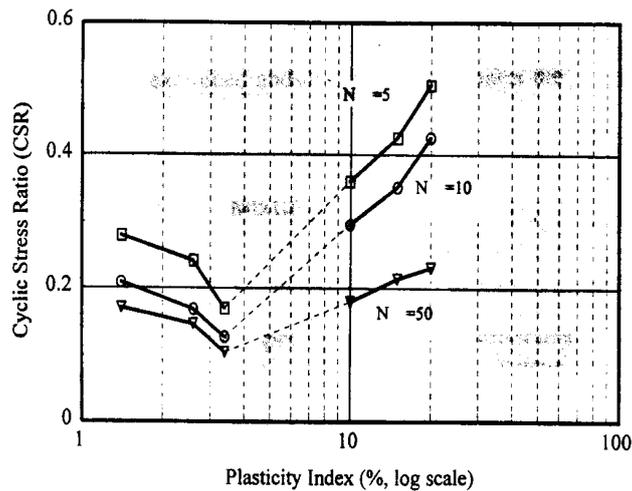


Figure 2-28 : Variation de la résistance à la liquéfaction en fonction de l'indice de plasticité d'après Tianqiang et Prakash (1999).

2.8 Conclusion

Le phénomène de liquéfaction est très important dans l'étude des sols soumis à des chargements monotone ou cyclique. C'est un phénomène très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il dépend de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, de la présence d'éléments fins densité relative, confinement, pré-charge, saturation, surconsolidation. Pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol ; cela dépend des combinaisons des propriétés du sol, des facteurs environnants, géologie, profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement. La bonne compréhension de ce phénomène et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse et la stabilité des sols. Dans le prochain chapitre, nous allons étudier d'une manière détaillée à l'aide de l'appareil triaxial certains aspects de la liquéfaction, notamment l'influence de la densité relative, de la présence des fines plastiques du confinement et de la saturation du sol.

Les résultats de ces essais serviront à la vérification des modèles de comportement en cours de développement dans notre laboratoire pour décrire le comportement du sol sous chargement monotone et cyclique.

Chapitre 3

DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

Ce chapitre est consacré à la présentation de dispositif d'essais et des techniques expérimentales développé est utilisée dans le cadre de ces recherches ainsi une description de cet appareillage avec le mode opératoire pour étudier le comportement d'un sable limoneux sous faibles, moyens et forts confinements. On présente le mode de dépôt des échantillons dans le dispositif.

3.1 Introduction

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

Dans ce chapitre, on présente d'abord le dispositif utilisé, il s'agit de la cellule triaxiale de marque GDS qui permet de réaliser des essais de bonne qualité sur divers types de chemins de chargement. On donne les améliorations apportées à cette cellule, notamment pour le système d'accrochage pour la réalisation des essais cycliques et le système d'anti frettage. Le chapitre décrit également le mode opératoire.

3.2 Dispositif expérimental

3.2.1 Présentation générale

Le dispositif expérimental utilisé est présenté schématiquement dans la figure 3.1. Il comprend :

- Une cellule triaxiale autonome type Bishop et Wesley (Bishop et Wesley, 1975),
- Deux contrôleurs de pression /volume type GDS (200cc),
- Une pompe à vide reliée à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée,
- Un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des données.

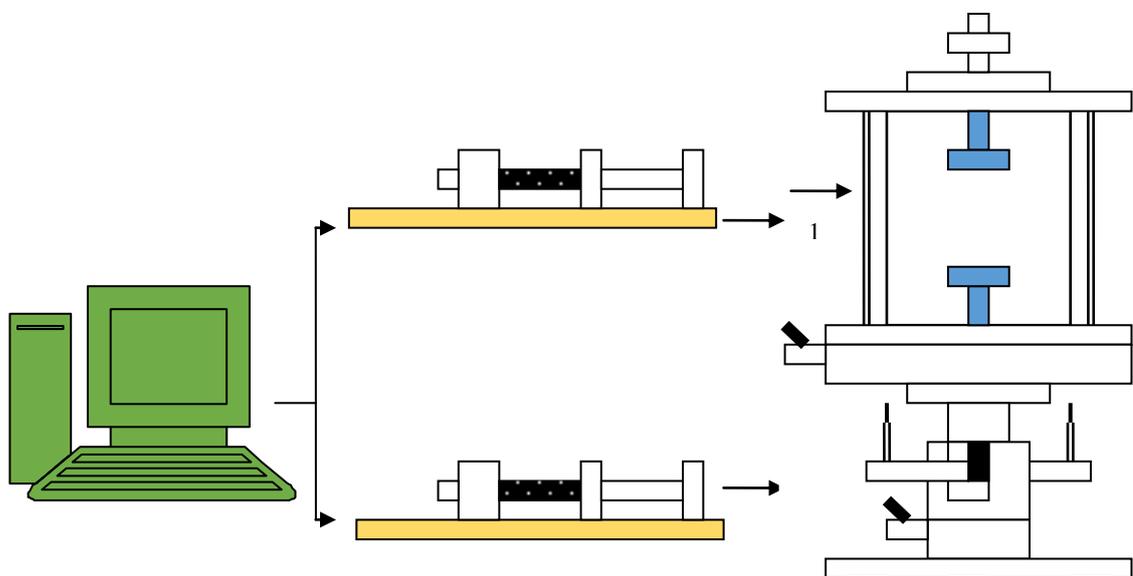


Figure 3-1 : Dispositif expérimental utilisé

(1) application de la pression dans la cellule, avec contrôle de pression et de volume.

(2) contrôle de la pression interstitielle et variation de volume de l'échantillon,

Le schéma de la cellule de Bishop est présenté dans la figure 3.2. Elle est constituée de deux chambres. La chambre supérieure contient l'échantillon et les deux embases servant à

appliquer la charge axiale sur celui-ci. La pression maximale que peut supporter cette chambre est de 2 MPa. La partie inférieure consiste en une presse hydraulique. Elle est constituée d'une chambre métallique dans laquelle un piston peut coulisser. L'extrémité du piston est reliée à l'embase inférieure qui applique la charge axiale à l'échantillon. Comme la section du piston est connue, la force et le déplacement axial appliqués par le piston sont déduits directement de la pression et de la variation de volume dans la chambre. Ces dernières sont contrôlées par un GDS qui permet d'appliquer le chargement axial en contrainte ou en déformation contrôlée. Un contrôleur de pression et de volume (GDS) est relié à la cellule pour appliquer une pression de confinement dans celle-ci, un autre GDS est relié au circuit du drainage. Le remplissage de la cellule et la saturation de l'échantillon sont réalisés à l'aide d'un réservoir en plexiglas contenant de l'eau déminéralisée et désaérée grâce à une pompe à vide.

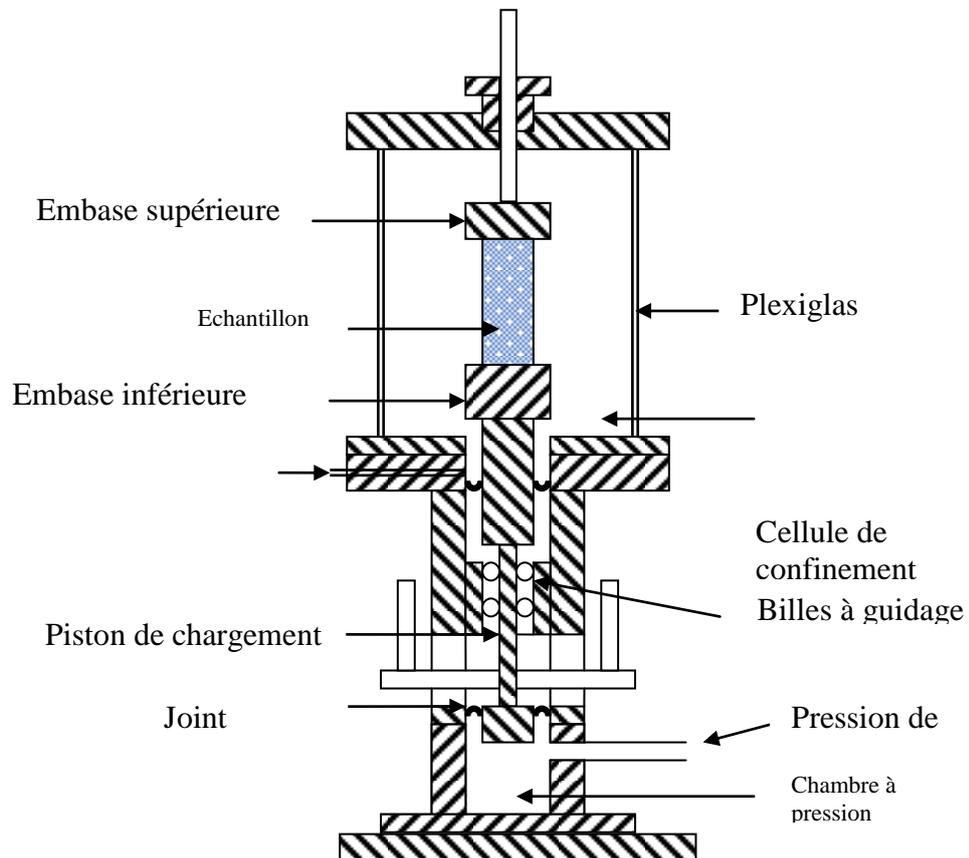


Figure 3.2 : Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée

3.2.2 Le moule de fabrication des échantillons

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi-cylindriques (figure 3.3). Les deux coquilles peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Dans le but de maintenir la manchette en latex le long des parois du moule, quatre conduits d'aspiration sont percés dans les coquilles. Ces conduits communiquent avec l'intérieur du moule par des rangées de petits trous (1mm de diamètre). Ils sont reliés à des tuyaux souples qui sont assemblés dans un seul tube. Ce dernier peut être raccordé à une pompe à vide.

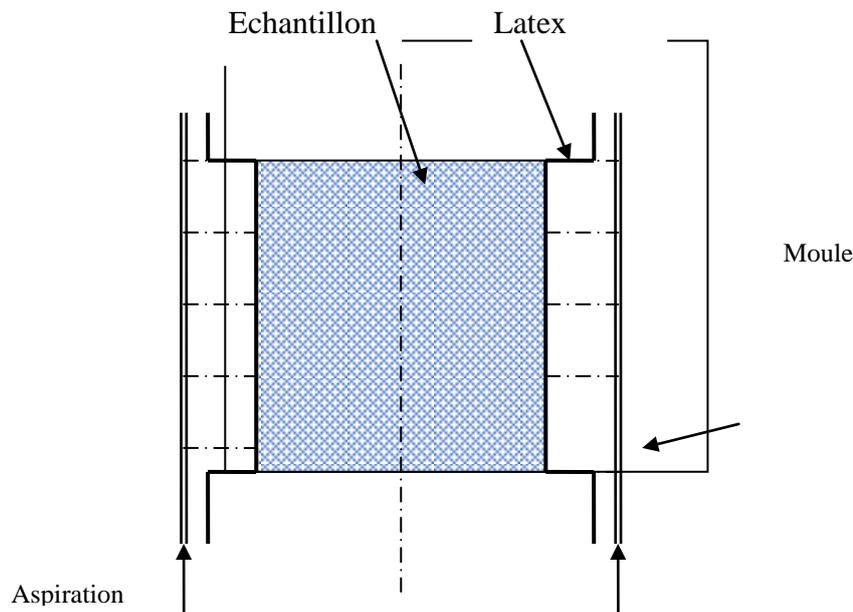


Figure 3.3 : moule de fabrication des échantillons

3.2.3 Système de mesure

Le dispositif utilisé permet de mesurer ou de contrôler à l'aide d'une chaîne d'acquisition les grandeurs suivantes :

- la variation de la force axiale (ΔF),
- la variation de la hauteur de l'échantillon (ΔH),
- la variation de volume de l'échantillon (ΔV),
- la pression interstitielle (u),
- la pression de confinement dans la cellule (σ_c).

A partir de ces mesures et des caractéristiques de l'échantillon (hauteur H_0 et volume V_0), on peut calculer les grandeurs suivantes

- déformation axiale : $\varepsilon = \Delta H / H_0$
- déformation volumique : $\varepsilon_v = \Delta V / V_0$
- déviateur : $q = \Delta F / S$

La mesure des variations de volume des échantillons et la mise en pression de la cellule sont effectuées à l'aide de deux contrôleurs de pression et de volume (GDS). Il s'agit d'une pompe hydraulique contrôlée par un microprocesseur (Menzies, 1988). Ce contrôleur permet de régler et de mesurer la pression et la variation de volume d'un fluide. Il est présenté schématiquement dans la figure 3.4. L'appareil est muni d'un microprocesseur lui permettant de contrôler la pression avec mesure des variations de volume ou de contrôler le volume avec mesure de la pression. Il peut être commandé manuellement à l'aide d'un tableau de commande numérique ou par ordinateur.

Dans notre travail, deux GDS ont été utilisés : le premier est relié à l'intérieur de l'échantillon, le deuxième est utilisé pour maintenir une pression dans la cellule.

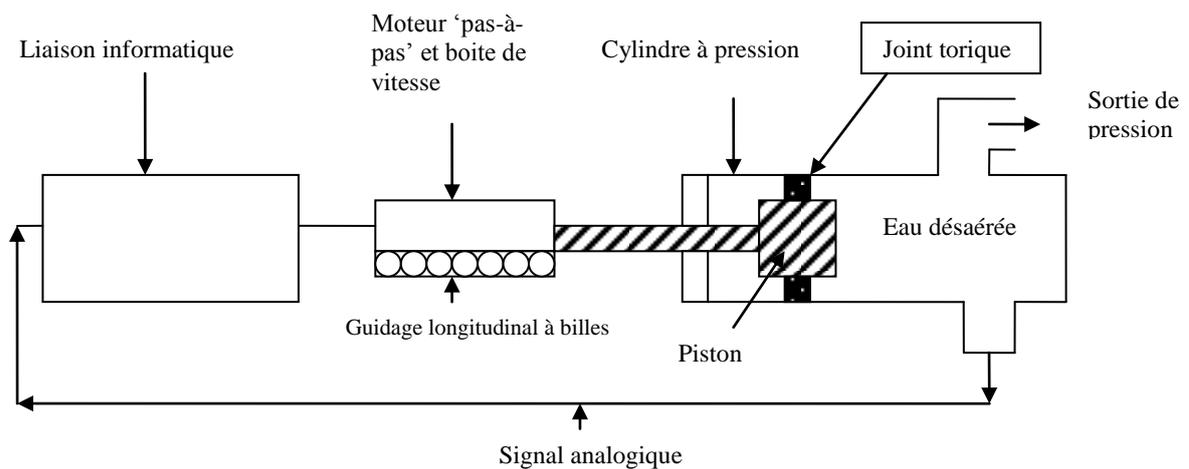


Figure 3.4 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988).

3.2.4 Système d'antifrettage

Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon plusieurs chercheurs (Lee 1978, Robinet et al. 1983, Tatsuoka et al. 1984, Colliat 1986) ont insisté sur la nécessité de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieures et inférieures ; ceci peut être obtenu par des embases de surface lisse ou lubrifiée.

Al Mahmoud (1997) a mené une étude expérimentale pour le choix d'un système d'antifrettage efficace. Ce travail a abouti au système composé des éléments suivants (fig 3.5)

- une surface lisse de Téflon couvrant les embases,
- une couche de graisse de Silicone <<KS63G>> (environ 50 μ d'épaisseur),

- un disque de latex de 0.2mm d'épaisseur sur chaque embase.

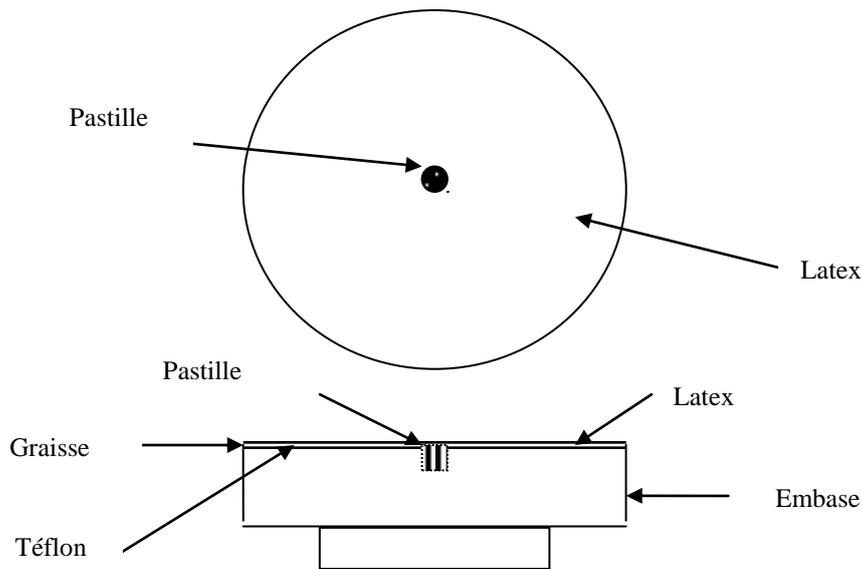


Figure 3.5 : Système d'antifrettage utilisé

3.2.5 Système d'accrochage :

Le système d'accrochage a été modifié pour la réalisation d'essais cycliques. La figure 3.6 illustre le principe de ce système. Il est composé de :

- une pièce cylindrique reliée à l'axe supérieur, la partie inférieure est de forme conique dont le diamètre est le même que l'embase supérieure, un circuit de drainage est relié à l'extérieur.
- Une membrane en latex composé de deux parties la partie inférieure est de forme cylindrique, la partie supérieure est de forme conique.

Après avoir fabriqué l'échantillon est démoulage et après avoir mis une couche de graisse sur toute la surface intérieure de la membrane on la plaque sur l'embase supérieure, ensuite on fait emboîter le support de forme conique dans la membrane. Pour s'assurer du bon assemblage du dispositif d'extension il faut que l'eau ne sorte pas du circuit relié à l'extérieur après avoir mis en pression la cellule Si l'eau sort du circuit, l'assemblage est mauvais et il faut le refaire jusqu'à ce que l'eau ne coule pas du circuit de drainage sous l'effet de la pression de confinement.

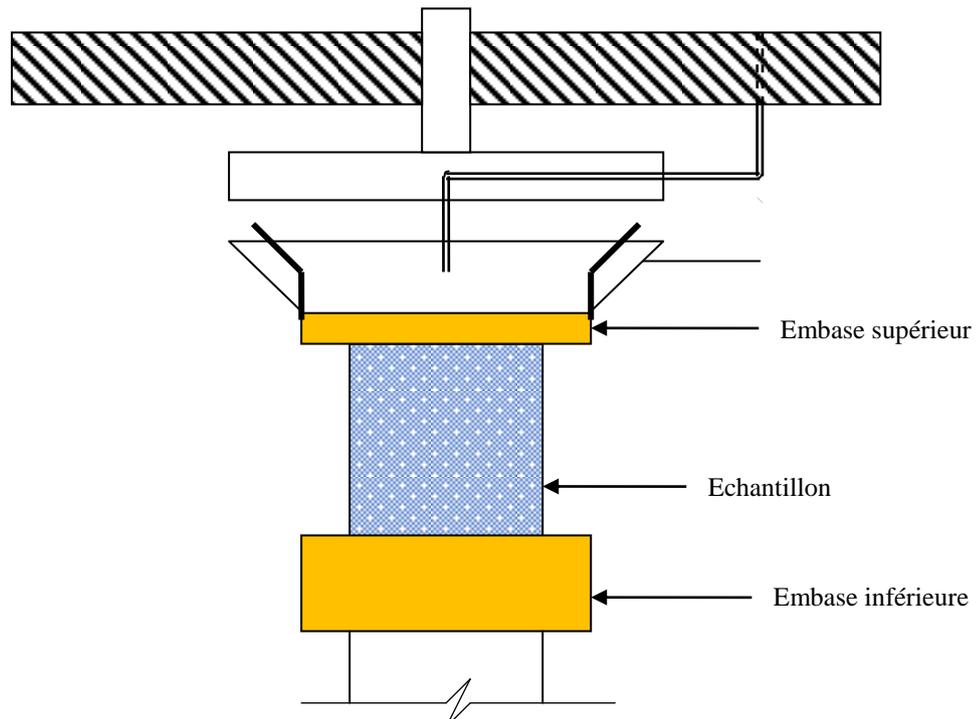


Figure 3.6 : Système d'accrochage utilisé

Mode opératoire

3.3 Préparation de l'échantillon

Les échantillons utilisés sont cylindriques de 70mm de diamètre et de hauteur. Tout d'abord on pose un papier filtre sur les pastilles (orifice de drainage) afin de les protéger, ensuite on met une couche de Silicone (KS63G) sur les deux embases. Un disque en latex est posé au-dessus de chaque embase, puis on procède à la préparation de l'échantillon d'après le mode opératoire suivant :

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

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

$$I_D = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \dots \dots \dots (3.1)$$

On met en place la manchette de 0,2mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour assurer une répartition homogène des contraintes lors de

l'application du chargement. Ensuite, on place le moule sur l'embase inférieure et on le serre avec un collier. La membrane est plaquée sur la surface intérieure du moule par l'application d'une dépression d'air créée par une pompe à vide afin de maintenir la membrane lors du remplissage du moule.

On peut préparer les échantillons selon plusieurs méthodes, notamment :

- déversement à sec (air pluviation),
- sédimentation,
- placement humide,
- sous compaction.

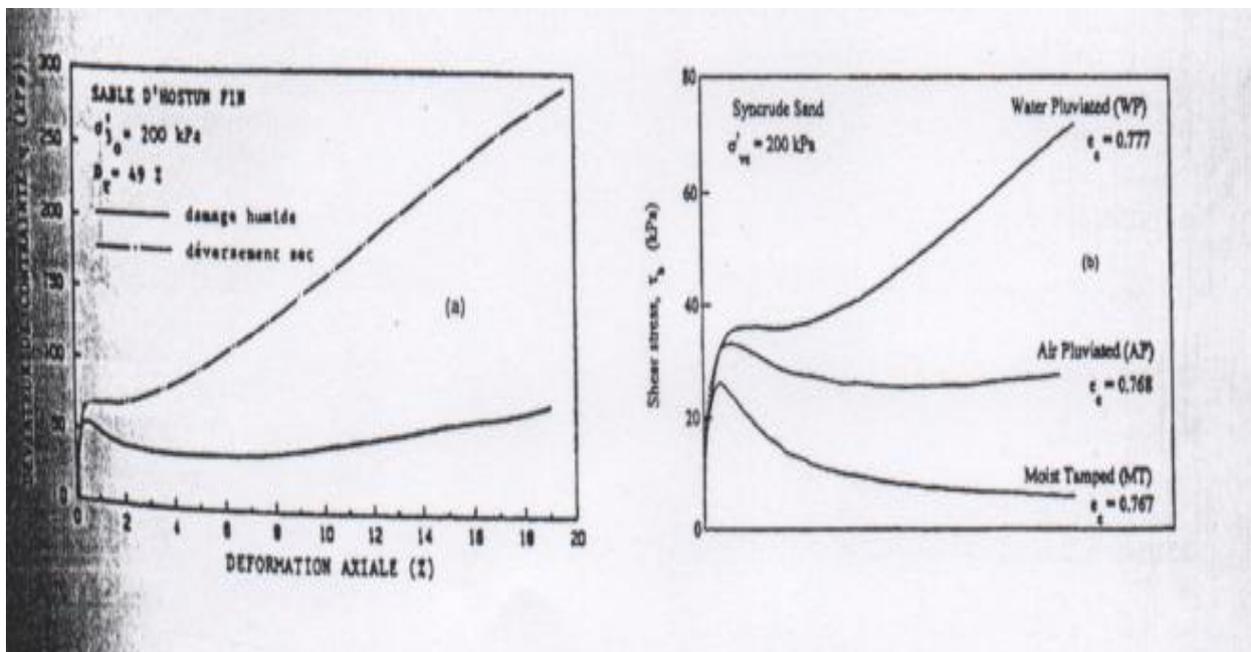
3.3.1 Mode de dépôt

Il est communément admis actuellement que les différentes méthodes de reconstitution telles que le compactage humide, la pluviation sous air, la pluviation sous eau produisent des structures (au sens de l'arrangement géométrique des grains) différentes qui conduisent à des réponses de comportement du sol différentes (Ladd, 1974, 1977 ; Mulilis et al., 1977 ; Oda, 1972; Miura and Toki, 1982 ; Been and Jefferies, 1985 ; Vaid and Negusse, 1984 ; Canou, 1989 ; Canou et El-Hachem, 1989 ; Vaid et al., 1990 ; De Gregorio, 1990 ; Ishihara, 1993 ; Zlatovic and Ishihara, 1997 ; Vaid et al., 1999 ; Hoeg et al., 2000).

Cependant l'effet du mode de préparation, et par conséquent de la structure initiale, sur les caractéristiques de résistance du sable a surtout été, en grande partie, étudié sous chargement cyclique. En effet, l'influence de ce paramètre sur le comportement du sable sous chargement monotone n'a reçu que peu d'attention.

Been and Jefferies (1985) trouvent des résistances au cisaillement et des comportements volumiques différents pour deux échantillons de sable Kogyuk fabriqués par pluviation et damage humide. A partir de leurs résultats d'essais non drainés sur le sable d'Hostun RF, Canou (1989) et Canou et El-Hachem (1989) montrent qu'un matériau préparé par damage humide peut montrer un comportement de type liquéfaction ou liquéfaction

Limitée, alors que s'il est préparé par pluviation à sec, il peut être dilatant (Fig.3.7a). Canou (1989) explique ceci par le fait que le dépôt humide favorise la formation d'une structure lacunaire résultant des liaisons capillaires produites par l'humidification du sable et que le dépôt sec, quant à lui, fournit une structure granulaire beaucoup plus régulière. Vaid et al. (1990) montrent également que le dépôt humide procure une structure contractant très susceptible de se liquéfier par comparaison au dépôt par pluviation sous eau. Zlatovic and Ishihara (1977) trouvent que le mode de fabrication affecte profondément la droite de compressibilité du sable et sa réponse non drainée après le pic. Cependant celle-ci n'a aucun effet en très grande déformation, lorsque l'état stable est atteint. Plus récemment, Vaid et al. (1999) mettent en évidence une différence de comportement pour trois modes de préparation différents ; le damage humide, la pluviation sous air et la pluviation sous eau (Fig.3.7b). Ils trouvent que le dépôt humide produit des structures non uniformes qui peuvent remettre en question l'interprétation des résultats au laboratoire et, qu'en revanche, la pluviation sous eau est le mode de préparation qui se rapproche le plus des dépôts alluvionnaires naturels et le mieux adapté pour les analyses de liquéfaction. Hoeg et al. (2000) arrivent aux mêmes conclusions.



(a)

(b)

Figure 3.7 : Influence du mode de dépôt sur la réponse non drainée des sables.

(a) Canou (1989) ; (b) Vaid et al. (1999).

a) Déversement à sec (DS)

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (figure 3.8). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir.

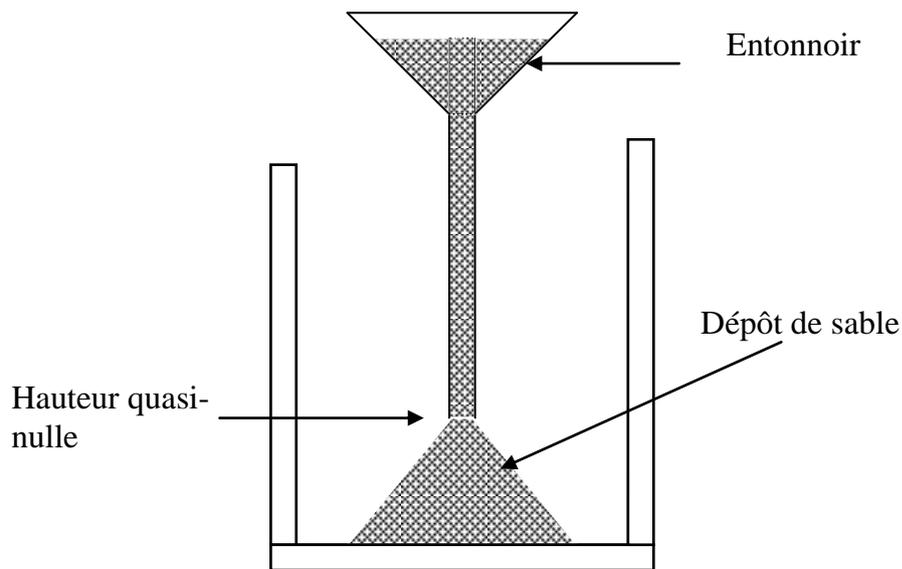


Figure 3.8 : Préparation par déversement à sec

b) Sédimentation (WS)

Le sol sec mélangé doit être déposé dans le moule contenant de l'eau désaérée à l'aide d'un entonnoir par couches successives (figure 3.9) (Ishihara, 1993). Le sol est déposé délicatement dans l'eau. L'ouverture de l'entonnoir doit être 0,3cm au-dessus du niveau d'eau. On passe à la couche suivante une fois l'eau devient transparente. Cette méthode reproduit la déposition naturelle d'un sol.

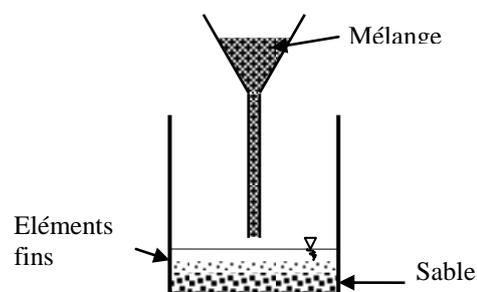


Figure 3.9 : Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW)

c) Placement humide (MP)

Cette méthode consiste en une déposition du sol humide dans le moule avec contrôle de la teneur en eau. Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. La teneur en eau varie de 5% pour le sable à 20% pour les sols fins. Cette méthode est très commode pour le sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.

d) Préparation par sous compaction

L'échantillon de sol est préparé en dix couches successives en utilisant la sous compaction humide, dans le but d'atteindre une densité plus uniforme. Le concept de sous compaction (Ladd, 1978) est basé sur le fait que les couches successives sont placées sans sous compaction, le compactage de chaque couche peut densifier la couche au-dessous. La valeur inférieure de la densité est calculée par une quantité prédéterminée définie comme le pourcentage de sous compaction U_n . Le pourcentage de sous compaction pour chaque couche varie linéairement de la couche du bas vers la couche d'en haut. La couche inférieure a la valeur maximale U_n . Le pourcentage de la couche de sous compaction considérée est :

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt}) * (n - 1)}{n_t - 1} \right] \dots \dots \dots (3.2)$$

Pourcentage moyen de sous compaction pour chaque couche est :

$$\bar{U}_n = \frac{U_n}{n} \dots \dots \dots (3.3)$$

Pour déterminer la hauteur de chaque couche de sous compaction dans l'échantillon, Ladd (1978) propose la formule suivante :

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[(n - 1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \dots \dots \dots (3.4)$$

Où :

U_{ni} = Pourcentage de sous compaction de la première couche,

U_{nt} = Pourcentage de sous compaction de la dernière couche (usuellement égal à zéro),

n = nombre de couches considérées,

n_i = première couche initiale,

n_t = nombre total de couches,

h_n = hauteur de la $n^{\text{ième}}$ couche,

h_t = hauteur totale de l'échantillon.

Dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons, la fabrication est réalisée en sept couches de densité décroissante du bas vers le haut (figure 3.10). La méthode préconisée par Ladd (1978) et modifiée par Chan (1985), suggère une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives.

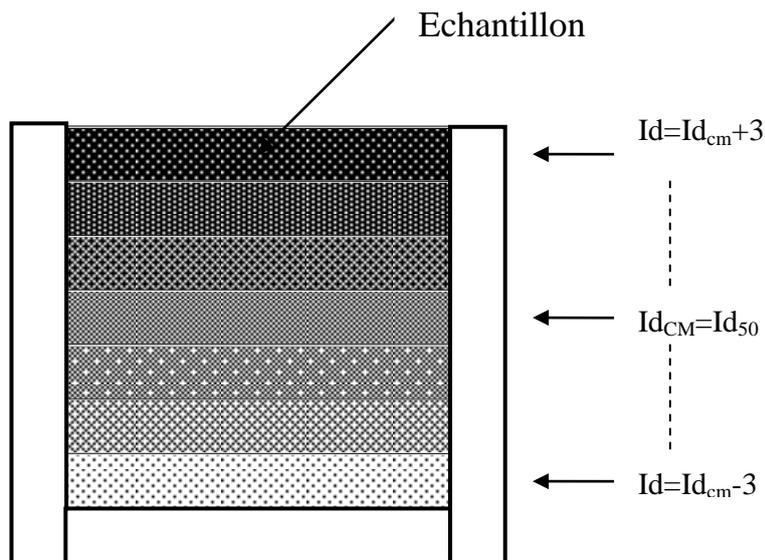


Figure 3.10 : Préparation par sous compaction

3.3.2 Dispositif de pluviation du sable

La pluviation est un processus de reconstitution assez proche du mode de dépôt géologique naturel (sédimentaire) et qui permet de reconstituer des structures granulaires homogènes, à densité ou indice de densité donné, que l'on peut cibler à priori, en fonction des deux paramètres principaux du processus que sont l'intensité de déposition (ou débit massique) et la hauteur de pluviation.

Un des problèmes important lié à la reconstitution d'éprouvettes de sable en laboratoire est celui de l'homogénéité du matériau, de la répétabilité de la procédure et du bon contrôle de densité des éprouvettes. Ceux-ci ont fait l'objet de nombreux travaux ces dernières années dont nous donnons quelques éléments bibliographiques ci-dessous.

3.3.3 Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan (1973). Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage et l'échantillon à faible débit pendant un certain temps, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. On fait passer du gaz carbonique à très faible débit (fournie par une bouteille de CO₂ muni d'un manomètre pouvant régler le débit). Le débit est contrôlé en sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. L'étape dure environ 20 minutes. On répète ces étapes en remplaçant le gaz par de l'eau désaérée et déminéralisée du réservoir. Après avoir recueilli un volume d'eau supérieur à une fois et demie le volume de l'échantillon, l'échantillon est pratiquement saturé.

3.3.4 Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer simultanément une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression /volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon (GDS2). L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du GDS2

améliore la qualité de la saturation en comprimant les micro-bulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnés entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon).

La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton (B). Ce coefficient est égal à $\Delta u / \Delta \sigma$. On donne un incrément $\Delta \sigma$ de 100 kPa au GDS1 relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle Δu par le GDS2 relié à l'échantillon. Pour notre travail, les essais sont pour suivis si le coefficient B est supérieur à 90%. Le contre pression utilisé est de 200 kPa.

3.4 Matériaux Utilisés

Afin d'étudier l'influence de la granulométrie et du type de mélange sable-sol fin, les mélanges ont été réalisés avec du sable et le limon.

Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville.

Les essais ont été réalisés sur un mélange des fractions des fines (Fc) allant de 10% jusqu'à 100%, il s'agit un sable moyen, avec un diamètre moyen $D_{50} = 0,72\text{mm}$.

Ces courbes granulométriques de ces sols sont données dans la figure 3.11 ont été obtenues par tamisage sur une série complète de tamis et par sédimentométrie pour les limons. Le tableau 3.1 donne les caractéristiques de ces sols. Les essais ont été réalisés avec différentes densités relatives $D_r = 15\%$, 50% et 85% .

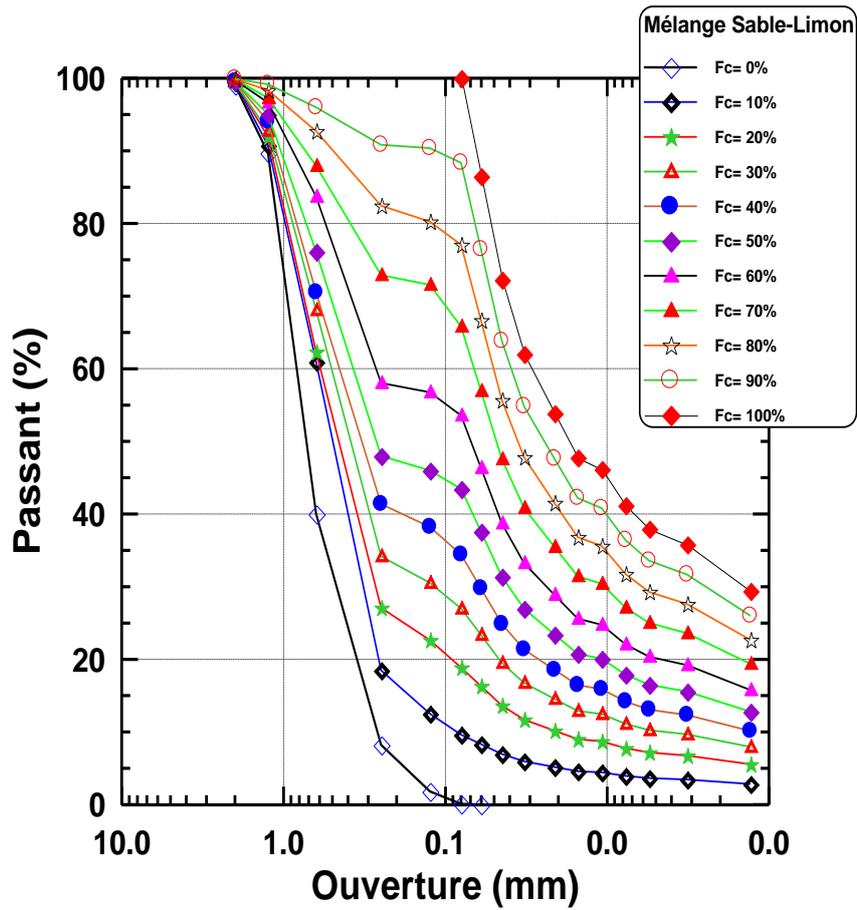


Figure 3.11 : Courbe granulométrique des matériaux utilisés

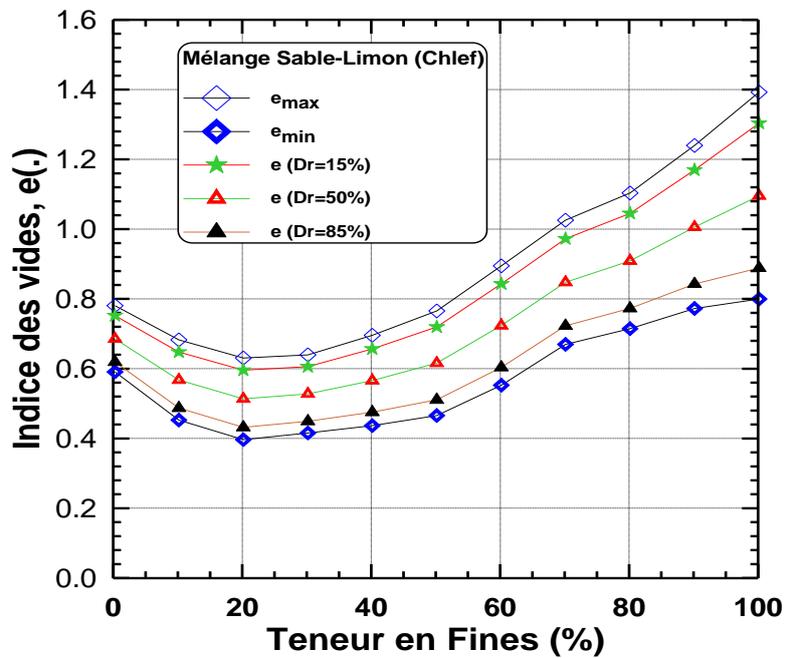


Figure 3.12 : Variation des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines

Tableau 3.1 : Caractéristiques du Limon (Chlef)

Propriétés	Limon de (Chlef)
Masse spécifique	2.665
e_{max}	0.783
e_{min}	0.593
Limite de liquidité (Wl)	27.06
Limite de plasticité (Wp)	22.25
Indice de plasticité (Ip)	5.81

Tableau 3.2 : Caractéristiques du mélange sable-Limon (Chlef)

Fraction des fines (%)	0	10	20	25	30	40	50	60	70	80	90	100
e_{max}	0.783	0.736	0.685	0.672	0.699	0.761	0.836	0.983	1.138	1.219	1.378	1.552
e_{min}	0.593	0.499	0.443	0.439	0.468	0.492	0.524	0.626	0.762	0.809	0.883	0.920
γ_s	2.665	2.667	2.669	2.671	2.674	2.677	2.680	2.682	2.685	2.688	2.688	2.692

Tableau 3.3 : Coefficient des courbures et d'uniformités du mélange sable-Limon (Chlef)

F_c (%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$D_{10\%}$	0.263	0.084	0.020	0.0045	0.0013	/	/	/	/	/	/
$D_{30\%}$	0.464	0.331	0.261	0.120	0.070	0.040	0.024	0.012	0.006	0.0025	0.0015
$D_{50\%}$	0.720	0.500	0.440	0.376	0.332	0.274	0.070	0.048	0.036	0.026	0.017
$D_{60\%}$	0.833	0.614	0.600	0.500	0.450	0.368	0.273	0.066	0.050	0.0388	0.0289
C_c	0.9827	2.1243	5.677	6.40	8.376	/	/	/	/	/	/
C_u	3.1673	7.309	30	111.11	346.15	/	/	/	/	/	/

Le tableau 3.2 et la figure 3.12 donnent les variations des indices des vides maximal et minimal avec la fraction des fines. On note que ces deux indices diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à $F_c = 30\%$ ensuite, ils ré augmentent avec l'augmentation de la fraction des fines. Les essais ont été réalisés avec trois densités relatives $Dr = 15\%$, $Dr = 50\%$ et $Dr = 85\%$

On observe aussi le même comportement pour les trois densités relative qui donne le même point d'inflexion c'est-à-dire une diminution des indices des vides jusqu'à $F_c = 30\%$ ensuite, suivie par un ré augmentation.

Tableaux 3.2(a) (b) (c) : Variation des indices des vides global, équivalent, inter granulaire et inter fine en fonction de la teneur en fines

Tableau (a) :

Etat dense								
<i>fc</i>	$k = 1-r^{0.25}$	$F_{thre}=40*((1/(1+exp(\alpha-\beta\chi)))+(1/\chi))$	F_c/F_{thre}	$b=(1-exp(-0.3*fc/F_{thre}/k))/(r.fc/F_{thre})^r$	<i>e</i>	<i>e*</i>	$e_s=(e+fc)/(1-fc)$	$e_f=e/fc$
0	0,268310571	31,00051559	0	0	0,6215	0,6215	0,6215	∞
10	0,268310571	31,00051559	0,32257528	0,153025374	0,48937	0,627188759	0,654855556	4,8937
20	0,268310571	31,00051559	0,64515056	0,31679583	0,43399	0,660942579	0,7924875	2,16995
30	0,268310571	31,00051559	0,96772584	0,457751939	0,45198	0,734068601	1,074257143	1,5066
40	0,268310571	31,00051559	1,29030112	0,57425911	0,477975	0,781328804	1,463291667	1,1949375
50	0,268310571	31,00051559	1,6128764	0,66953918	0,51337	0,812919419	2,02674	1,02674
60	0,268310571	31,00051559	1,93545168	0,747588917	0,6065905	0,893328804	3,01647625	1,010984167
70	0,268310571	31,00051559	2,25802696	0,812061101	0,7254	0,986774555	4,751333333	1,036285714
80	0,268310571	31,00051559	2,58060224	0,865983509	0,775065	0,988229425	7,875325	0,96883125
90	0,268310571	31,00051559	2,90317752	0,91175569	0,84502	1,004192746	17,4502	0,938911111
100	0,268310571	31,00051559	3,2257528	0,95123415	0,89095	0,987891205	∞	0,89095

Tableau (b) :

Etat moyennement dense								
<i>fc</i>	$k = 1-r^{0.25}$	$F_{thre}=40*((1/(1+exp(\alpha-\beta\chi)))+(1/\chi))$	F_c/F_{thre}	$b=(1-exp(-0.3*fc/F_{thre}/k))/(r.fc/F_{thre})^r$	<i>e</i>	<i>e*</i>	$e_s=(e+fc)/(1-fc)$	$e_f=e/fc$
0	0,268310571	31,00051559	0	0	0,688	0,688	0,688	∞
10	0,268310571	31,00051559	0,32257528	0,153025374	0,5698	0,715061344	0,744222222	5,698
20	0,268310571	31,00051559	0,64515056	0,31679583	0,5161	0,756047842	0,895125	2,5805
30	0,268310571	31,00051559	0,96772584	0,457751939	0,5301	0,827365643	1,185857143	1,767
40	0,268310571	31,00051559	1,29030112	0,57425911	0,56845	0,890373763	1,614083333	1,421125
50	0,268310571	31,00051559	1,6128764	0,66953918	0,6183	0,938618776	2,2366	1,2366
60	0,268310571	31,00051559	1,93545168	0,747588917	0,726035	1,034091314	3,3150875	1,210058333
70	0,268310571	31,00051559	2,25802696	0,812061101	0,85	1,130249755	5,166666667	1,214285714
80	0,268310571	31,00051559	2,58060224	0,865983509	0,91125	1,140768641	∞	1,1390625
90	0,268310571	31,00051559	2,90317752	0,91175569	1,0084	1,181667793	19,084	1,120444444
100	0,268310571	31,00051559	3,2257528	0,95123415	1,0985	1,206081437	∞	1,0985

Tableau (c) :

Etat lâche								
<i>fc</i>	$k = 1-r^{0.25}$	$F_{thre}=40*((1/(1+exp(\alpha-\beta\chi)))+(1/\chi))$	F_c/F_{thre}	$b=(1-exp(-0.3*fc/F_{thre}/k))/(r.fc/F_{thre})^r$	<i>e</i>	<i>e*</i>	$e_s=(e+fc)/(1-fc)$	$e_f=e/fc$
0	0,268310571	31,00051559	0	0	0,7545	0,7545	0,7545	∞
10	0,268310571	31,00051559	0,32257528	0,153025374	0,65023	0,802933929	0,833588889	6,5023
20	0,268310571	31,00051559	0,64515056	0,31679583	0,59821	0,851153104	0,9977625	2,99105
30	0,268310571	31,00051559	0,96772584	0,457751939	0,60822	0,920662685	1,297457143	2,0274
40	0,268310571	31,00051559	1,29030112	0,57425911	0,658925	0,999418723	1,764875	1,6473125
50	0,268310571	31,00051559	1,6128764	0,66953918	0,72323	1,064318132	2,44646	1,44646
60	0,268310571	31,00051559	1,93545168	0,747588917	0,8454795	1,174853825	3,61369875	1,4091325
70	0,268310571	31,00051559	2,25802696	0,812061101	0,9746	1,273724954	5,582	1,392285714
80	0,268310571	31,00051559	2,58060224	0,865983509	1,047435	1,293307857	9,237175	1,30929375
90	0,268310571	31,00051559	2,90317752	0,91175569	1,17178	1,35914284	20,7178	1,301977778
100	0,268310571	31,00051559	3,2257528	0,95123415	1,30605	1,42427167	∞	1,30605

Les tableaux 3.2(a), (b) et(c) montrent les variations des indices de vide avec la fraction des fines pour les différents mélanges. On note que la variation des indices de vide diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à $F_c = 35\%$ ensuite, ils ré-augmentent avec la fraction des fines. Les essais ont été réalisés avec trois densités relatives $Dr = 15\%$, $Dr = 50\%$ et $Dr = 85\%$ (figures 3. 3).

D'après les figures a,b,c on observe la variation des indices des vides en fonction de la teneur en fines pour les trois densité $Dr=15\%$, $Dr=50\%$ et $Dr=85\%$, il y'a une approche de variation entre l'indice de vide équivalent et l'indice des vides globale.

D'autre part l'indice des vides inter granulaire augmente avec l'augmentation de la teneur en fines (fc).cependant, il diminue l'indice des vides inter fine avec l'augmentation de la fraction à partir où la teneur en fines varie entre 30% à 40% de fines.

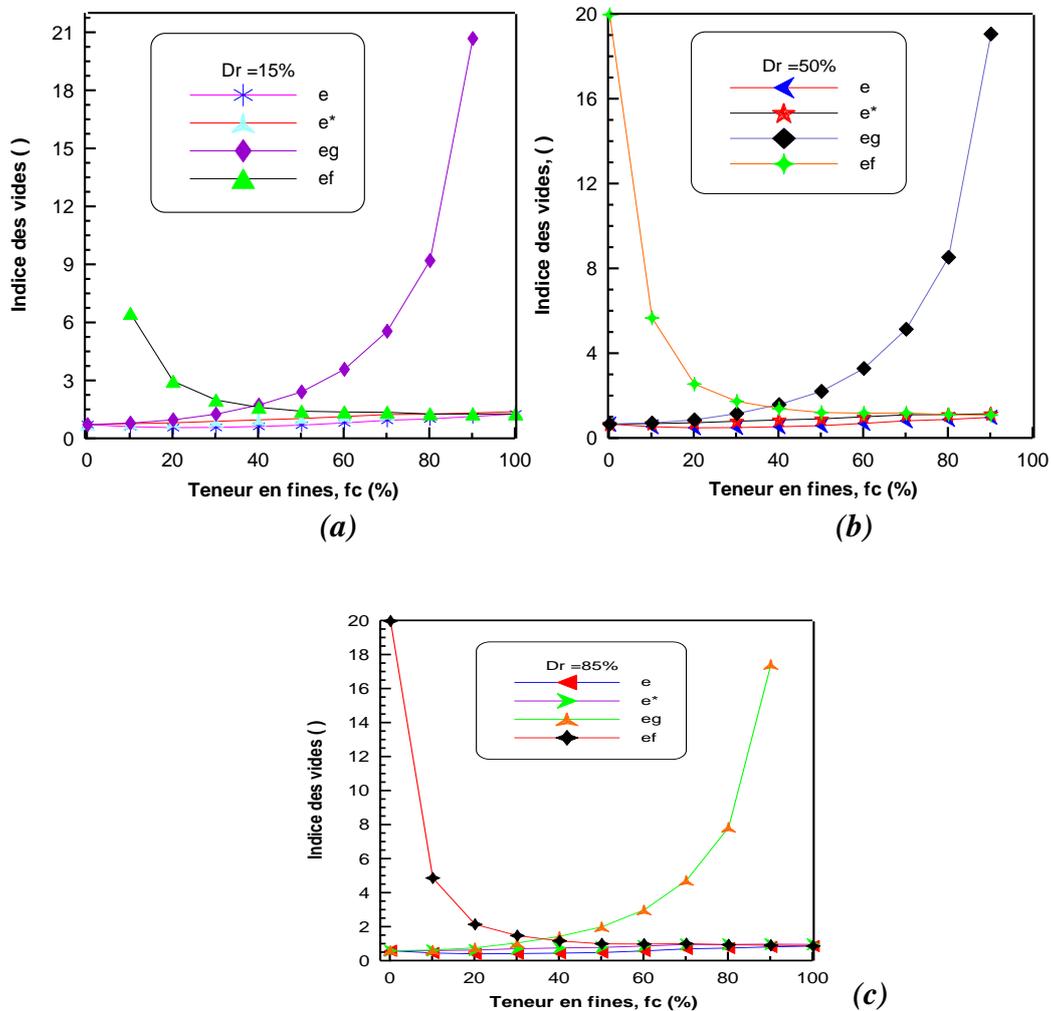


Figure 3.13 : variation des indices de vide globale (e), équivalent (e^*), inter granulaire (eg) et inter fine (ef) en fonction de la teneur en fines

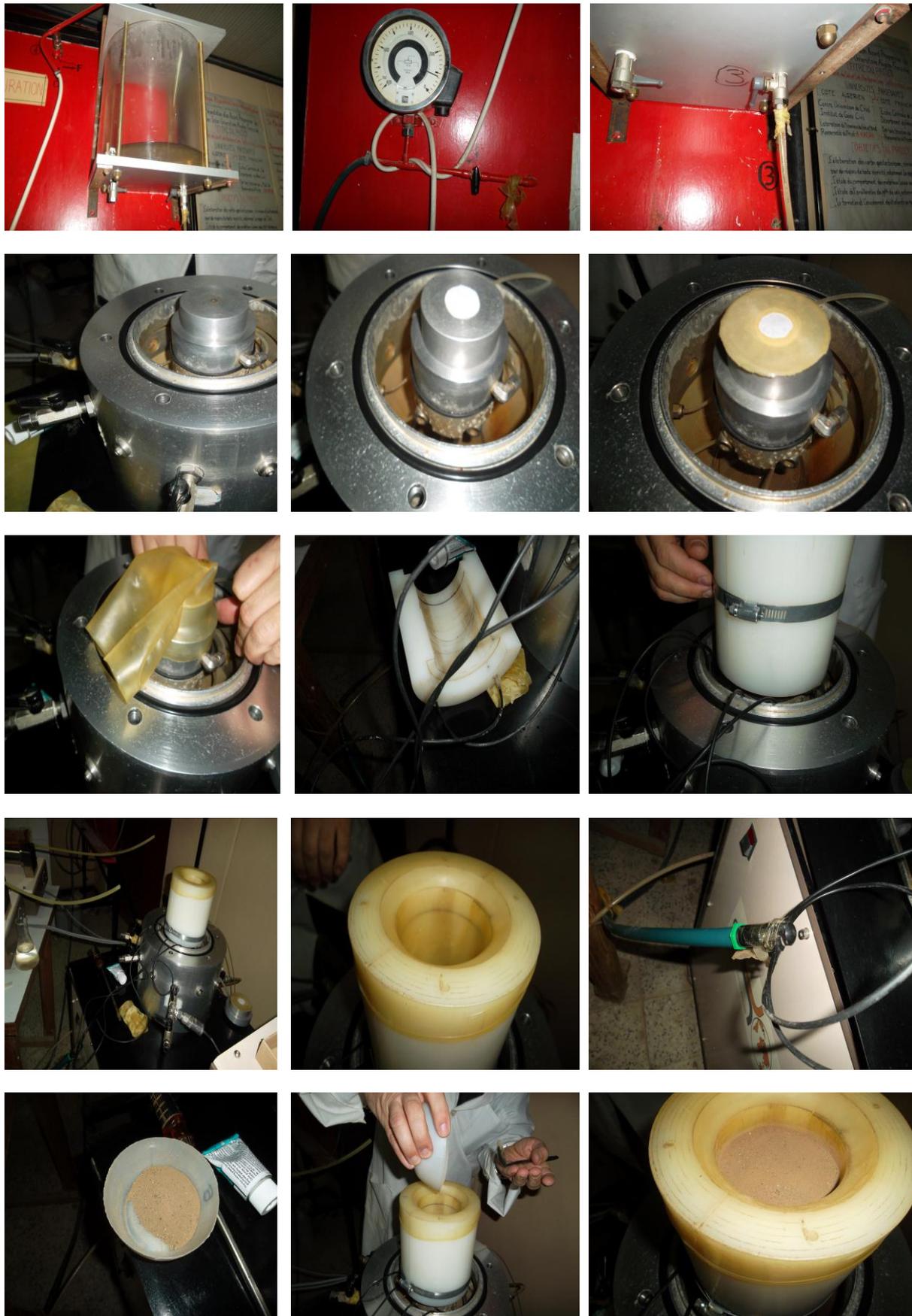


Figure 3.15 : Différentes étapes du montage expérimental de l'échantillon et de son instrumentation.

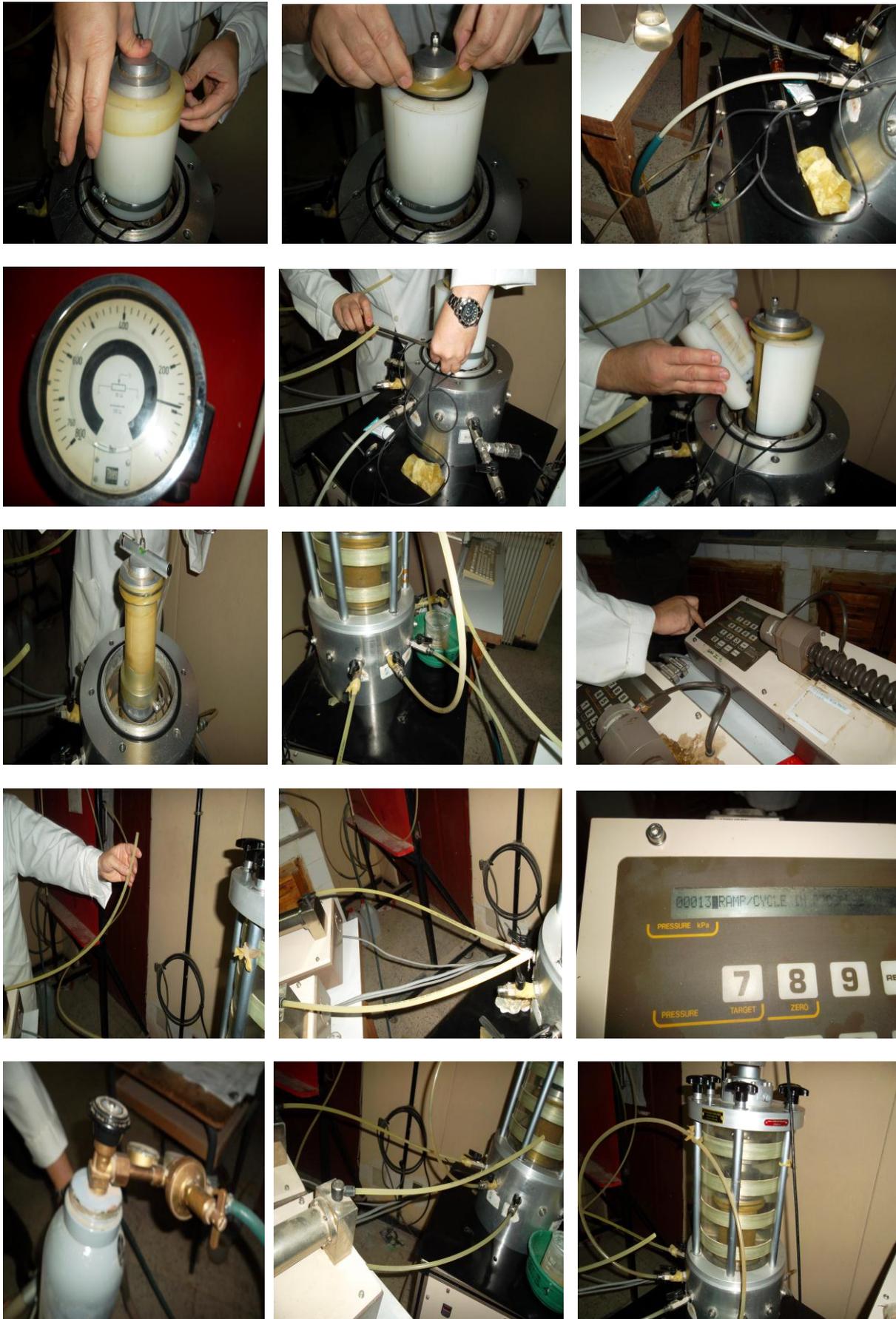


Figure 3.15 : Différentes étapes du montage expérimental de l'échantillon et de son instrumentation.

3.6 Avantages et inconvénients des études expérimentales au laboratoire

Les essais au laboratoire présentent quelques avantages tels que : les conditions aux limites sont bien définies, le contrôle du drainage est assuré, le chemin de contraintes est bien connu, la nature du sol est identifiée. En plus, les essais au laboratoire permettent d'identifier plusieurs aspects du comportement du sol : isotropie, anisotropie, effet du temps influence du déviateur, de la contrainte moyenne,....

Toutefois, ils connaissent aussi des défauts liés principalement au prélèvement d'éprouvettes intactes dans certains sols (sableux). Ils sont lents, car il faut recréer par la phase de consolidation, le champ de contraintes initiales avant de réaliser l'essai. Ils sont susceptibles d'être biaisés par un certain nombre d'erreurs (la présence de jeux au niveau des surfaces de contact et la non-coaxialité dans l'empilage mécanique de la machine d'essai).

- Il est difficile (voire impossible) de varier systématiquement une propriété des grains sans devoir changer de matériau.
- Il est difficile de reproduire le même état initial dans plusieurs expériences (Xiang-Ling LI, 1999).
- Il est difficile d'avoir accès aux variables à l'échelle des grains et des contacts (la position et la forme des grains, la structure « les orientations et les forces de contact, etc. »), ce qui constitue selon Estrada (2008) une limitation dans l'étude détaillée de la microstructure d'un milieu.

3.7 Conclusion

Les matériaux choisis dans cette étude, représentent les sols les plus répandus dans la région de Chlef, ils ont permis de reconstituer un nombre important d'échantillons. Les différentes combinaisons réalisées ont permis, de reproduire et de représenter au laboratoire une gamme importante de sols naturels ou remaniés. Dans ce chapitre nous avons présenté l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement d'un sable limoneux sous divers chemins de chargement. Le mode opératoire suivi a été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs. Les essais réalisés permettent de recueillir des résultats importants sur le comportement mécanique des sols étudiés sous les principales sollicitations que peuvent subir dans la nature.

Les expériences réalisées permettent également d'étudier le comportement des échantillons sous différents aspects, en fonction des différents paramètres variés au cours des essais, (fractions des fines, les densités et le confinement). La présentation des résultats obtenus et leurs interprétations feront l'objet des chapitres suivants.

Chapitre 4

Etude du comportement du sable propre de Chlef sous chargement monotone

Influence de la densité relative et de la contrainte de confinement

Etude du comportement du sable sous chargement monotone : Influence de la densité relative et de la contrainte de confinement.

4.1 Introduction

Les caractéristiques de la résistance au cisaillement et des déformations des matériaux granulaires comme le sable et le sable limoneux sont très influencées par la densité relative et la contrainte de confinement effective où sont considérés comme des facteurs essentiels. Plusieurs recherches expérimentales ont étudiés l'effet de la contrainte de confinement (Marachi et al. 1972), Krim et al. 2012 rapportent que la pression de confinement et la densité relative affect d'une manière significative la résistance à la liquéfaction. D'autres études Tatsuoka et al. (1986), Gupta (2009) trouvent sur des essais triaxiaux réalisés que l'augmentation de la contrainte de confinement et de la densité relative mène à une augmentation de la résistance au cisaillement et aussi à une augmentation de l'angle de frottement mobilisé ; et par conséquent à une diminution de la dilatance avec l'augmentation de la contrainte de confinement (Lancelot et al. 1996, Al Mahmoud et al. 1997, Arab 2008).

Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais réalisés sur des échantillons de sable propre et on discute de l'influence de la densité relative et de la contrainte de confinement sur le comportement du sable étudié. Ce chapitre sera suivi par une étude sur chemin monotone, en particulier pour étudier l'influence de fines peu plastique sur la résistance à la liquéfaction.

4.2 Essais réalisés sur le sable de Chlef

4.2.1 Essais sur sable propre

Une série d'essais non drainés a été réalisée sur le sable propre de Chlef pour trois densités relatives ($D_r = 15, 50$ et 85%). Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 4.1. On note ici que pour les trois densités relatives étudiées la résistance au cisaillement du sable augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte de confinement (fig.4.1a, fig4.2a et fig.4.3a). Les figures fig.4.1b, fig4.2b et fig.4.3b illustrent les variations de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale ; on remarque ici que l'augmentation de la contrainte de confinement induit une augmentation de la pression interstitielle pour les trois densités relatives étudiées. Cette augmentation de la pression interstitielle est due à l'enchevêtrement des grains et à la pré consolidation.

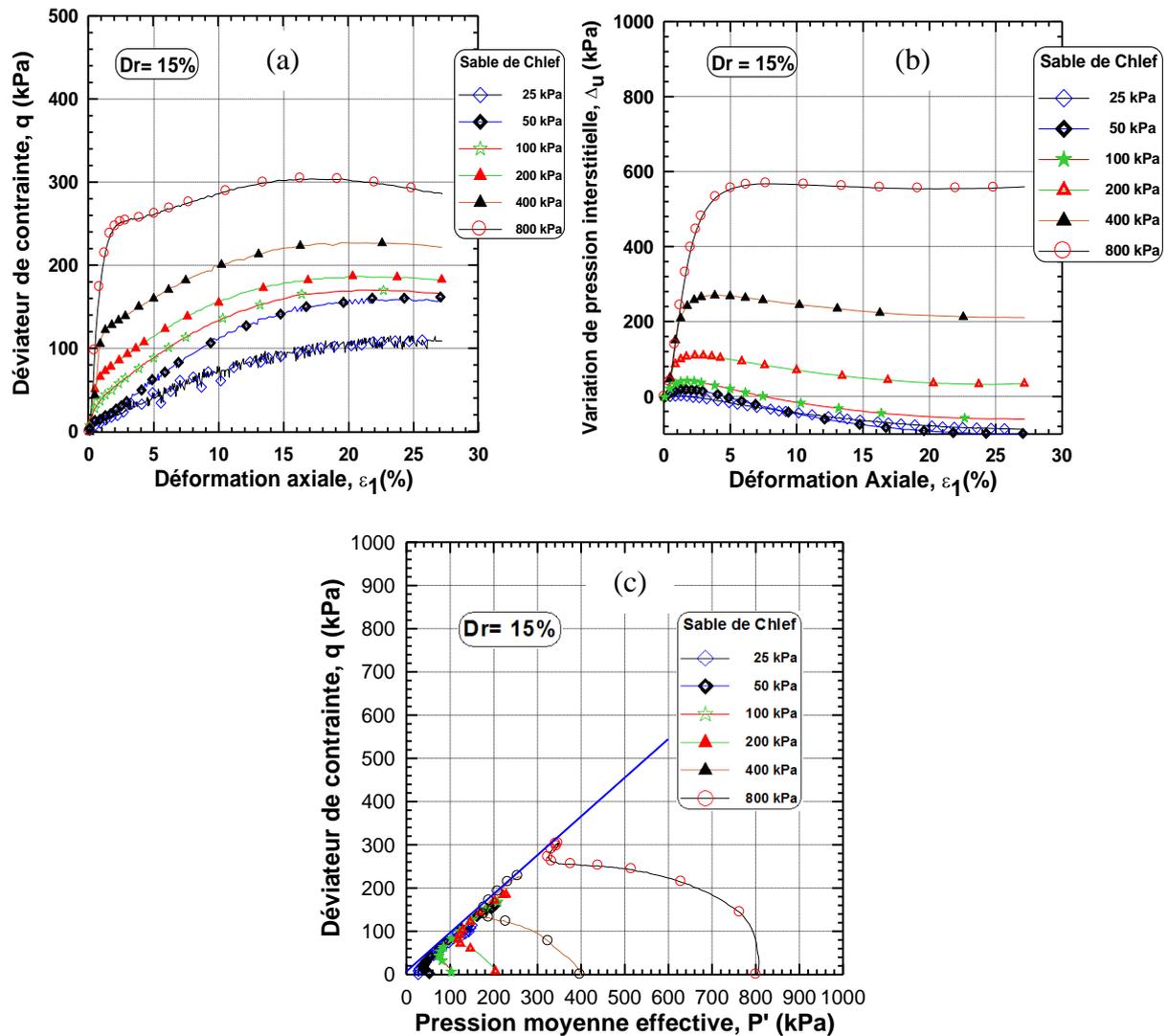


Figure 4.1 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches ($Dr=15\%$)

- a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- c- Variation de pression moy.effect. en fonction du déviateur de contrainte.

Pour les trois densités, on note aussi la présence de deux phases de variation de la pression d'eau. Celle-ci augmente dans un premier temps à cause de la contractance du sable ensuite, elle diminue à cause de la dilatançe. Cette dernière est bien entendu faible pour le sable lâche ($Dr=15\%$). Dans le plan (p' , q), les chemins de contrainte s'alignent bien sur la courbe d'état limite (fig.4.1c, 4.2c et 4.3c).

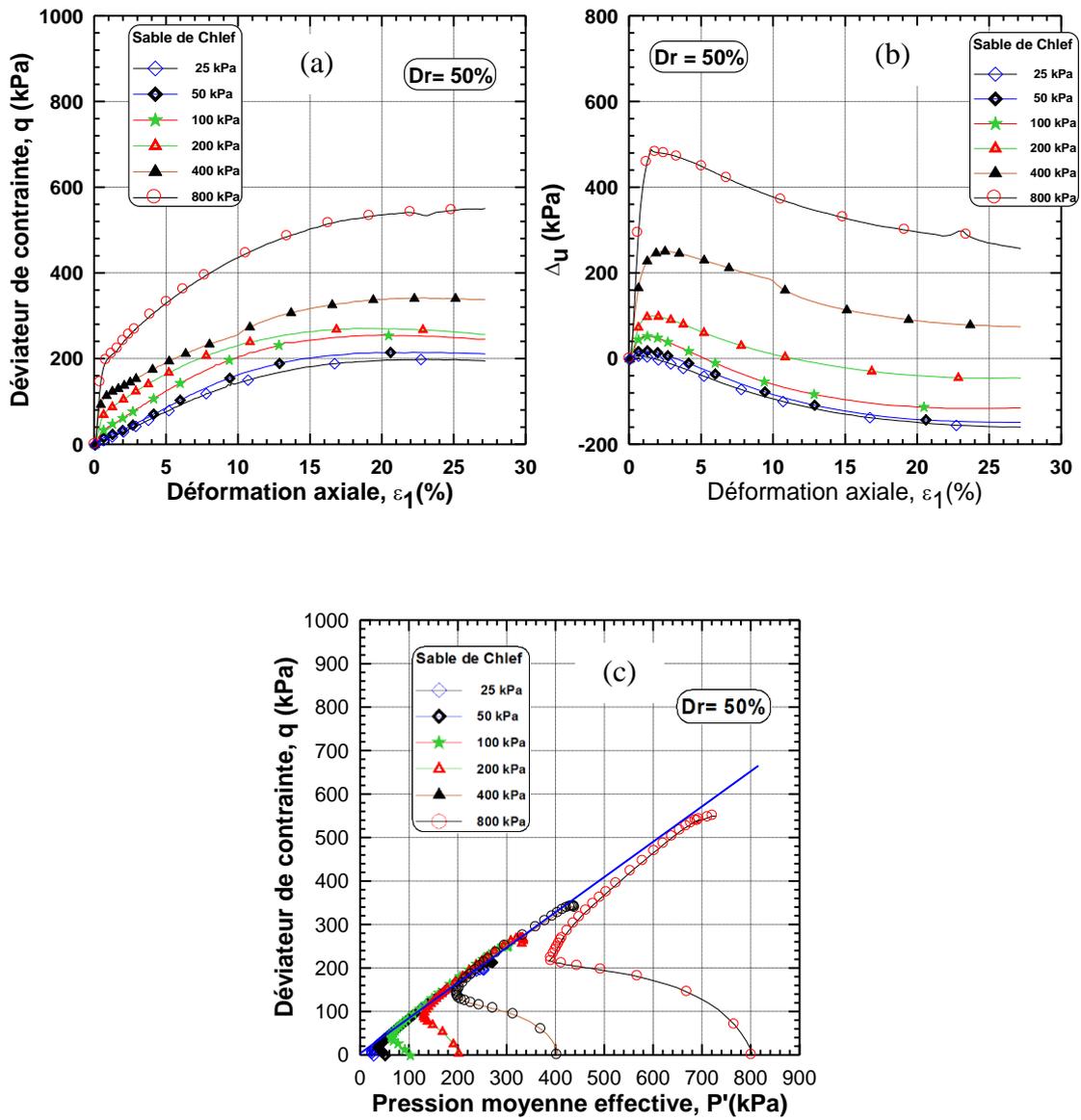


Figure 4.2 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches (Dr=50%)

- a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale
- c- Variation de pression moy.effect. en fonction du déviateur de contrainte.

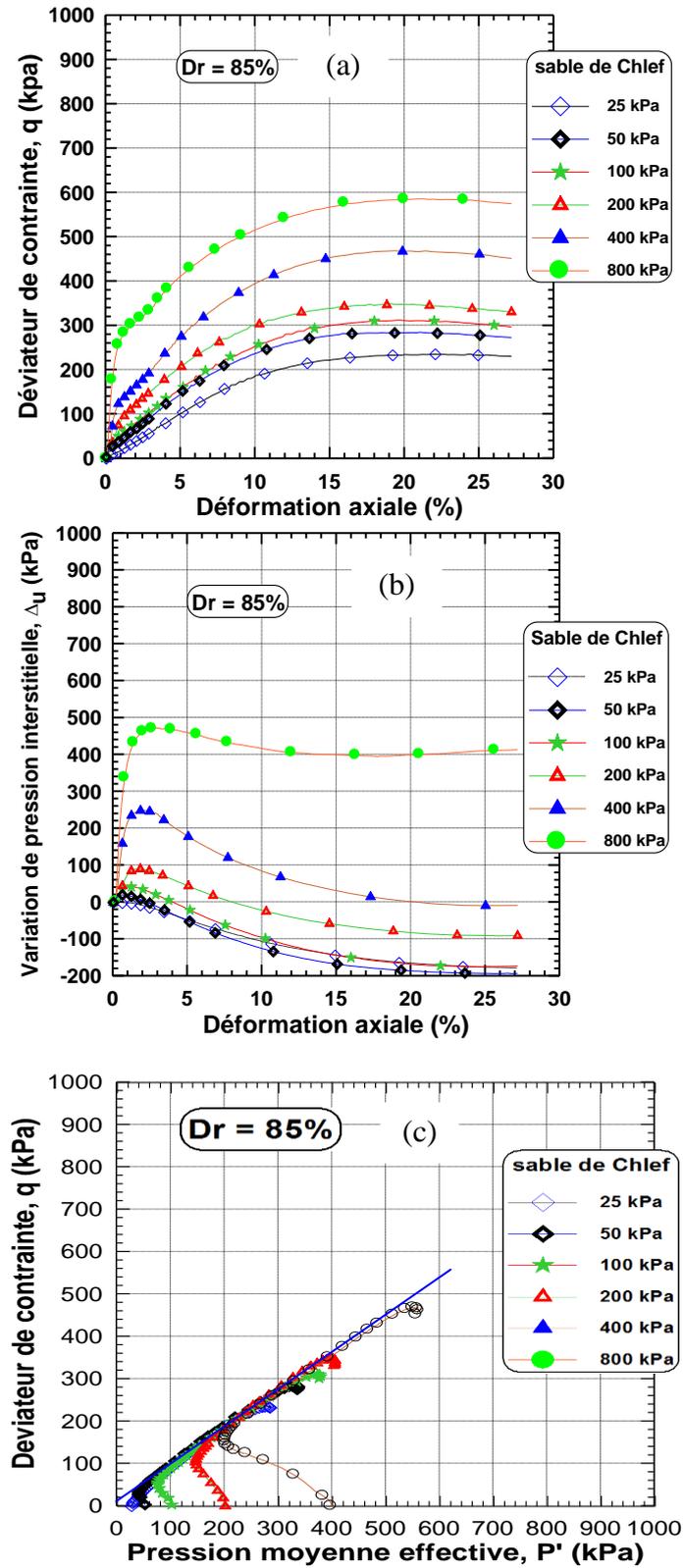


Figure 4.3 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches (Dr=85%)

- a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale
- c- Variation de pression moy.effect. en fonction du déviateur de contrainte.

4.2.2 Influence de la densité relative et du confinement :

La figure 4.4 illustre d'une manière très claire l'évolution de la résistance à la liquéfaction (cisaillement) caractérisé par le déviateur de contrainte (q) en fonction de la contrainte moyenne effective (P'). On observe ici que la résistance à la liquéfaction évolue d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne (P') pour les trois densités relatives étudiées ; cette évolution est très accentuée pour les échantillons de densité relative $Dr=50$ et 85% . Dans cette étude en laboratoire, et pour cette gamme de contrainte de 25 à 800 kPa réalisé sur des échantillons de sable normalement consolidés à l'appareil triaxial ; les expressions suivantes sont proposées pour évaluer la résistance au cisaillement (déviateur) au pic comme fonction de la contrainte effective moyenne P' ($R^2=0.93, 0.99$ et 0.98 pour $Dr=15, 50$ et 85% respectivement).

- q (kPa) = $0.20 * (P') + 136.44$ pour $Dr=15\%$ (1)
- q (kPa) = $0.43 * (P') + 186.11$ Pour $Dr=50\%$ (2)
- q (kPa) = $0.43 * (P') + 246.80$ Pour $Dr=85\%$ (3)

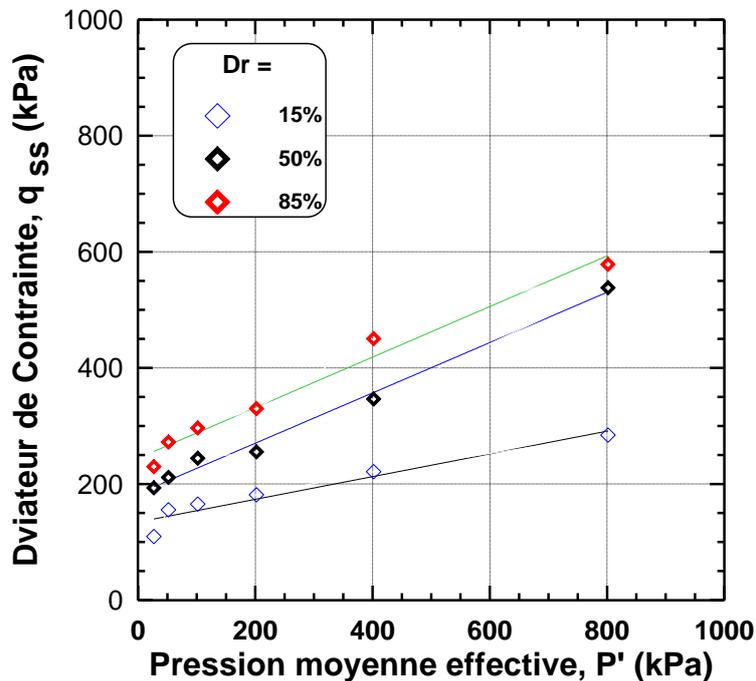


Figure 4-4 : Variation du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte de confinement
 La figure 4.5 montre l'évolution de la variation de la pression interstitielle (u) en fonction de la contrainte moyenne effective (P'). On observe ici que la variation de pression interstitielle

évolue aussi d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne (P') pour les trois densités relatives étudiées ; au-delà de $\sigma_c = 100$ kPa, on remarque que la variation de la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de la densité relative et cela est dû à la dilatance du sol et la diminution de la contractance avec l'augmentation du confinement.

Dans cette investigation en laboratoire, et pour cette gamme de contrainte de 25 à 800 kPa réalisé sur des échantillons de sable normalement consolidés à l'appareil triaxial ; les expressions suivantes sont proposées pour évaluer la variation de la pression interstitielle (u) comme fonction de la contrainte effective moyenne P' ($R^2=0.998, 0.998$ et 0.995 pour $Dr=15, 50$ et 85% respectivement).

- u (kPa) = $0.73 * (P') + 18.61$ pour $Dr=15\%$ (1)
- u (kPa) = $0.62 * (P') + 11.79$ Pour $Dr=50\%$ (2)
- u (kPa) = $0.59 * (P') + 13.44$ Pour $Dr=85\%$ (3)

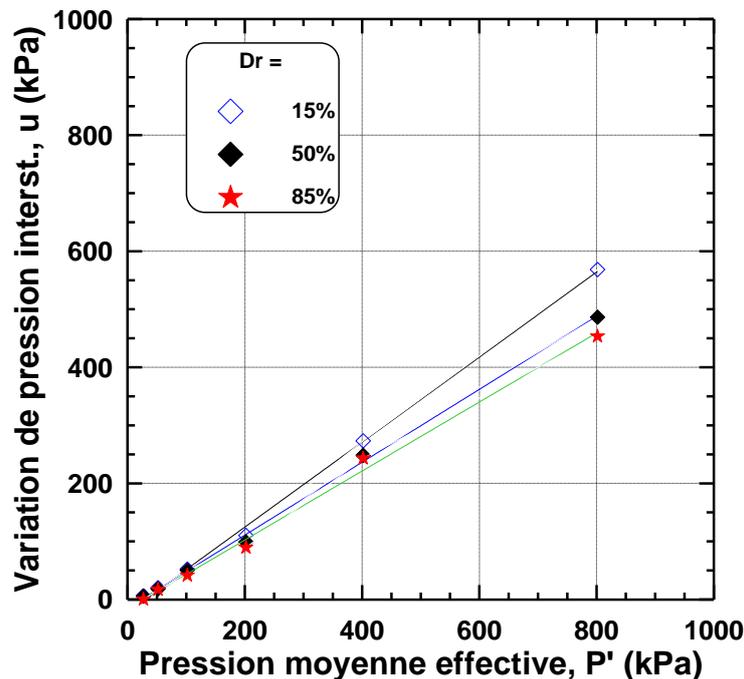


Figure 4-5 : Variation de la pression interst. en fonction de la contrainte de confinement

4.3 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats des essais de liquéfaction sur sable propre. Les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction est très affectée par la densité relative et la contrainte de confinement.

La densité relative a pour effet d'augmenter la dilatance du sol et par conséquent la pression interstitielle diminue. La résistance au cisaillement augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

Chapitre 5

Etude du comportement du sable lâche de Chlef sous chargement monotone :

- Influence de la fraction des fines
- Influence de la contrainte de confinement

Etude du comportement du sable lâche sous chargement monotone : Influence de la fraction des fines et de la contrainte de confinement.

5.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats des essais monotones lâches du sable limoneux. L'objectif de cette étude est de mettre en évidence l'influence de la fraction des fines et de la contrainte de confinement effective sur la résistance au cisaillement non drainée (résistance à la liquéfaction), variation de la pression interstitielle et la conductivité hydraulique du sable limoneux. Dans la littérature, plusieurs tendances controversées ont été rapportées par plusieurs chercheurs quant à la présence des fines dans un sol.

- La résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation des fines (Amini et Qi 2000, Kuerbis et al. 1988 et Pitman et al. 1994).

- La résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la fraction des fines (Troncoso 1986, Shen et al. 1997, Arab 2008 et 2009).

- D'autres ont trouvé que la résistance diminue avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à un certain seuil puis ré augmente avec l'augmentation de la fraction des fines (Bouferra et Sharour 2004, Arab et Belkhati 2012 et Bayat 2012)

Les essais triaxiaux ont été conduit sur des échantillons de sable mélangés avec plusieurs fractions ($F_c=0$ à 50%) avec une densité relative $D_r=15\%$. Tous les échantillons ont été soumis à une contrainte effective $\sigma'_c= 50, 100$ et 200 kPa.

5.2 Essais réalisés sur le mélange sable-limon

5.2.1 Influence de la fraction des fines sur la réponse non drainée

Les résultats des essais triaxiaux de compression monotone non drainées effectués sous des contraintes de confinement initiales de 50, 100 et 200 kPa pour différentes teneurs en fines $F_c= 0$ à 50% sur des échantillons de densité relative initiale ($D_r = 15\%$) sont illustrées sur les Fig. 5.1, 5.2 et 5.3. Comme on peut constater à partir de ces figures, l'augmentation de la fraction des fines peu plastique induit une diminution de la résistance à la liquéfaction du mélange sable-limon (Fig.5.1a, 5.2a et 5.3a). Cette diminution résulte du rôle des fines dans l'augmentation de la contractance des mélanges sable-limon conduisant à une augmentation de variation de la pression interstitielle et par conséquent à une diminution de la

Résistance maximale au cisaillement des mélanges comme sont illustrés par les figures. 5.1b, 5.2b et 5.3b. Le chemin de contrainte dans le plan (p' , q) montre clairement le rôle des fines dans diminution de la pression moyenne effective et la contrainte maximale déviatorique (Fig. 5.1c, 5.2c et 5.3c). Dans cette étude, l'influence des fines sur le comportement non drainé des mélanges est observée pour des teneurs en fines inférieures ($F_c = 0$ et 10%), et devient très prononcé au-delà de 20%. Ces résultats sont également en bonne concordance avec ceux observés par Singh (1994) où la résistance de liquéfaction (résistance au cisaillement) du sol (mélange sable-limon) diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. La présence des fines peu plastiques dans un mélange conduit à une structure de sol plus compressible et par conséquent accélère le risque de liquéfaction des mélanges sable-limon dans la gamme de 0-50% de teneur en fines, ce comportement a été bien expliqué par Lade et Yamamuro (1997).

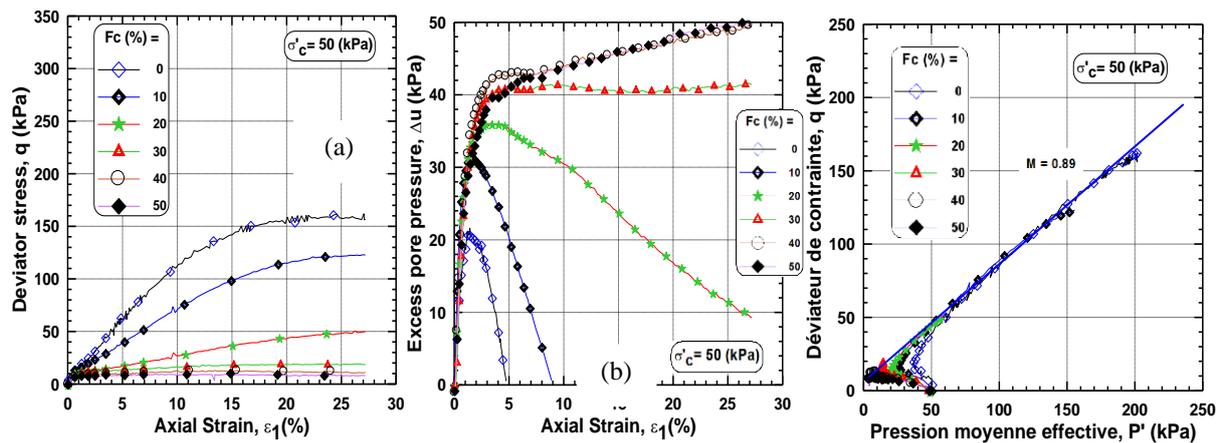


Figure 5.1 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon

$$(Dr=15\%, \sigma'_c= 50 \text{ kPa})$$

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- c- Variation de pression moy.effective en fonction du déviateur de contrainte.

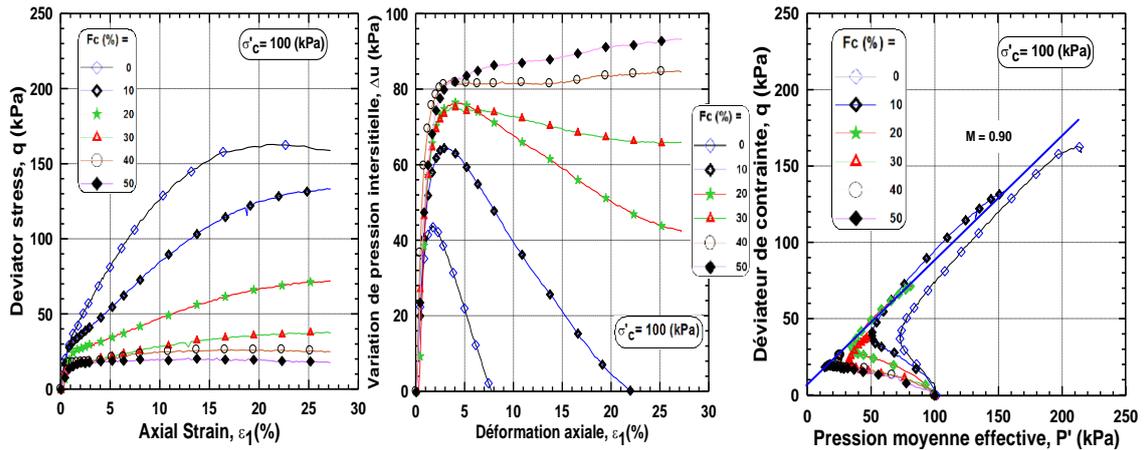


Figure 5.2 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon

($Dr=15\%$, $\sigma'_c=100$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- c- Variation de pression moy.effective en fonction du déviateur de contrainte.

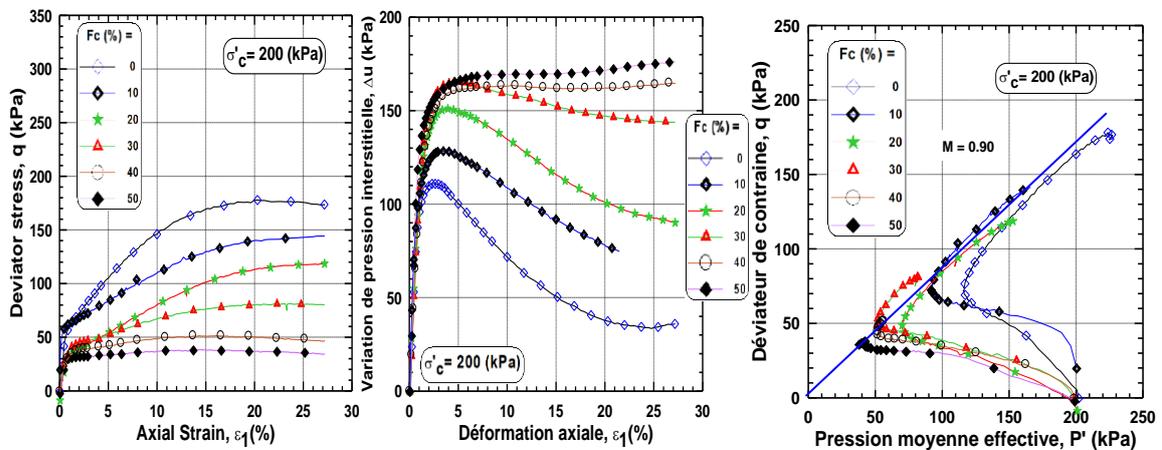


Figure 5.3 : Essais triaxiaux de compression non drainé lâches sur mélange sable-limon

($Dr=15\%$, $\sigma'_c=200$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- c- Variation de pression moy effective en fonction du déviateur de contrainte.

5.2.2 Influence de la fraction des fines sur la résistance au cisaillement non drainé

La figure 5.4 illustre l'évolution de la résistance à la liquéfaction du sol (mélange sable-limon) caractérisé par le déviateur de contrainte maximal en fonction de la fraction des fines (Fc). La figure 5.4 montre clairement que la résistance à la liquéfaction (caractérisée par le déviateur maximal au pic) du mélange diminue linéairement avec l'augmentation de la teneur en fines. On note ici que les trois courbes de cette figure diminuent avec la même pente ($\alpha=-3.1$). Dans cette investigation en laboratoire réalisée sur des échantillons normalement consolidés à l'appareil triaxial et pour la gamme de teneur en fines de 0 à 50%, les expressions suivantes sont proposées pour évaluer la résistance à la liquéfaction comme fonction de la teneur en fines Fc ($R^2 = 0.87$ pour $\sigma'_c = 50$ kPa, $R^2=0.94$ pour $\sigma'_c = 100$ kPa et $R^2 = 0.99$ pour $\sigma'_c = 200$ ka).

$$- q_{pic} = -3.2 * (Fc) + 140 \quad \text{pour } \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (1)$$

$$- q_{pic} = -3.1 * (Fc) + 160 \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (2)$$

$$- q_{pic} = -3.1 * (Fc) + 180 \quad \text{pour } \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (3)$$

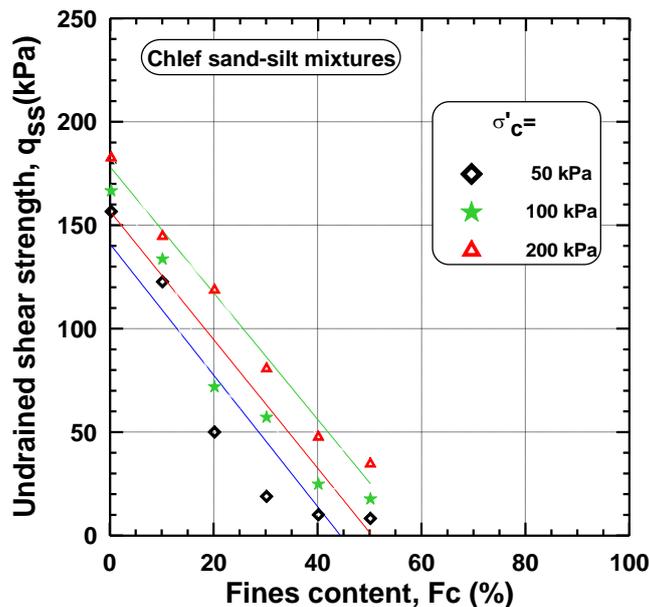


Figure 5.4 : Variation de la résistance au cisaillement du mélange en fonction de la fraction des fines at. ($\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa ; $Dr=15\%$)

5.2.3 Influence de l'indice des vides global (e) sur la résistance au cisaillement (q_{pic})

La figure 5.5 montre la variation de la résistance du mélange sable-limon en fonction de l'indice des vides global (e). On constate à partir de cette figure que la résistance au cisaillement du sol diminue presque avec la diminution de l'indice des vides global et aussi

Avec la diminution de la fraction des fines pour tous les échantillons cisailés sous les contraintes de confinement effectives ($\sigma'_3 = 50, 100$ et 200 kPa) jusqu'à 20 % de fraction de fines ; cela signifie que lorsque l'indice des vides global et la teneur en fines augmentent, la résistance non drainée diminue également. Dans notre cas l'indice des vides global s'avère ne pas être un paramètre pertinent pour les mélanges (sable-limon) comme dans le cas des sables propres pour caractériser la diminution de la résistance alors que l'indice des vides global et la teneur en fines augmente.

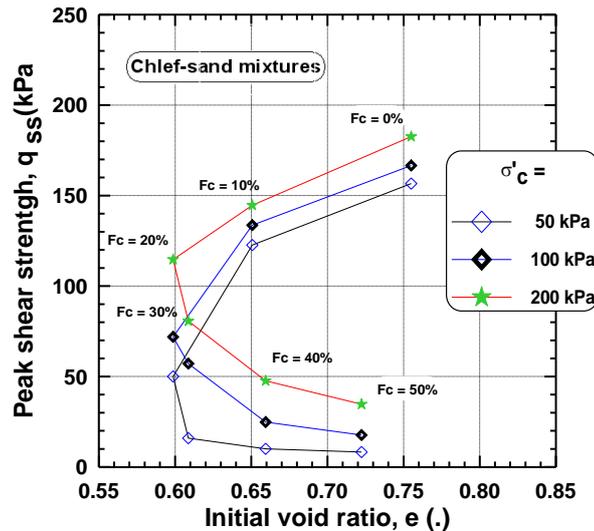


Figure 5.5 : Evolution de la résistance au pic du déviateur en fonction de l'indice des vides global

5.2.4 Influence de l'indice des vides inter-granulaire sur la résistance

La figure 5.6a illustre l'évolution de la résistance au cisaillement au pic du déviateur de contrainte (q_{ss}) en fonction de l'indice des vides inter-granulaire (e_s). La figure montre clairement que la résistance au cisaillement (résistance à la liquéfaction) au pic de déviateur (q_{pic}) diminue d'une manière logarithmique avec l'augmentation de l'indice des vides inter-granulaire (e_s). Il semble que la diminution de la résistance à la liquéfaction est due à la présence des fines peu plastiques qui est lié à l'indice des vides inter-granulaire dans la gamme de 0 à 50% de teneur en fines. Le comportement du mélange sable-limon dans ce cas est influencé par le contact des grains grossiers, qui est seulement quantifié par l'indice des vides entre particules. En augmentant la fraction des fines dans la gamme de 0 à 50%, par contact entre les grains du sable diminue, et par conséquent l'indice des vides inter-granulaire augmente et la résistance au cisaillement au pic diminue. Les expressions suivantes sont proposées pour corréler la résistance au cisaillement au pic du déviateur de contrainte au

Paramètre d'indice des vides inter-granulaire (e_s) pour cette gamme de 0 à 50% de teneur en fines ($R^2 = 0.93$ pour $\sigma'_c = 50$ kPa, $R^2=0.97$ pour $\sigma'_c = 100$ kPa et $R^2 = 0.99$ pour $\sigma'_c = 200$ kPa). De plus, la pente de la droite de la résistance au cisaillement au pic devient très prononcée pour les grandes valeurs de teneur en fines en comparaison avec les faibles valeurs de teneur fines (figure 5.6b)

$$-\log(q_{\text{peak}}) = -2.63 * \log(e_s) + 4.10 \quad \text{pour } \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (4)$$

$$-\log(q_{\text{peak}}) = -1.92 * \log(e_s) + 4.50 \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (5)$$

$$-\log(q_{\text{peak}}) = -1.42 * \log(e_s) + 4.80 \quad \text{pour } \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (6)$$

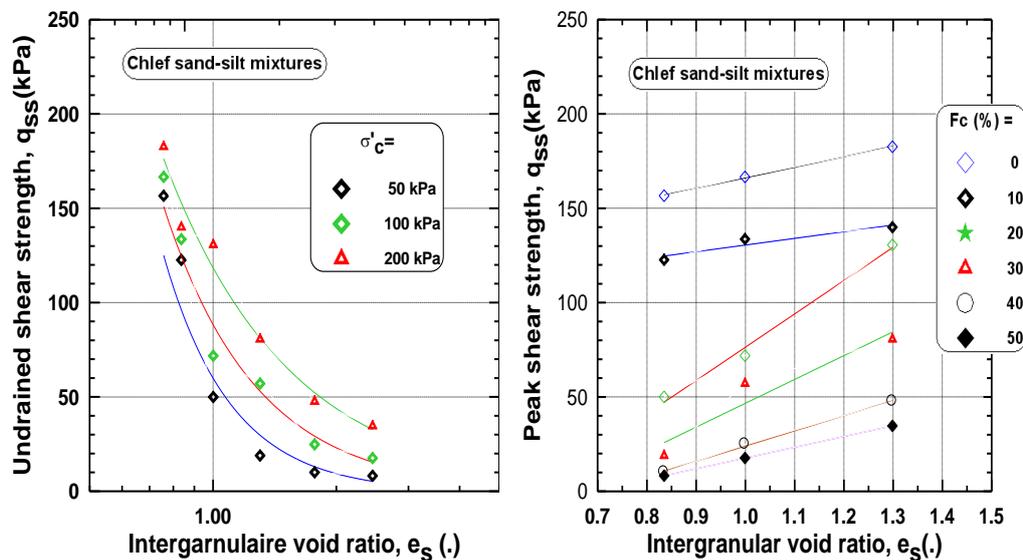


Figure 5.6: Evolution de la résistance au pic du déviateur (q_{ss}) en fonction de l'indice des vides inter-granulaire ($Dr=15\%$)

5.2.5 Influence du diamètre moyen des grains (D_{50}) sur la résistance au cisaillement

L'évolution de la résistance au cisaillement du mélange (sable-limon) en fonction du diamètre moyen des grains (D_{50}) et de la teneur en fines est illustrée dans la figure 5.7. On voit clairement à travers cette figure que la résistance au cisaillement non drainée du mélange diminue d'une manière logarithmique avec la diminution du diamètre moyen des grains (D_{50}) et aussi l'augmentation de la teneur en fines (F_c) pour les trois confinements étudiés. De cette figure, il est clair que l'écart entre les valeurs résistance au cisaillement est très important pour les faibles et devient très serré pour les grandes valeurs de teneurs en fines ; on note aussi que les grandes valeurs de résistance sont obtenues pour les grandes contraintes de confinement. Dans notre investigation en Laboratoire ; pour la gamme de teneur en fines de 0

à 50% et pour les essais triaxiaux de compression normalement consolidés, les expressions suivantes sont suggérées pour évaluer la résistance au pic comme fonction du diamètre moyen des grains (D_{50}).

$$- q_{\text{peak}} = 176 * \log(D_{50}) + 215 \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (R^2=0.90) \quad (7)$$

$$- q_{\text{peak}} = 171 * \log(D_{50}) + 227 \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (R^2=0.93) \quad (8)$$

$$- q_{\text{peak}} = 167 * \log(D_{50}) + 247 \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (R^2=0.96) \quad (9)$$

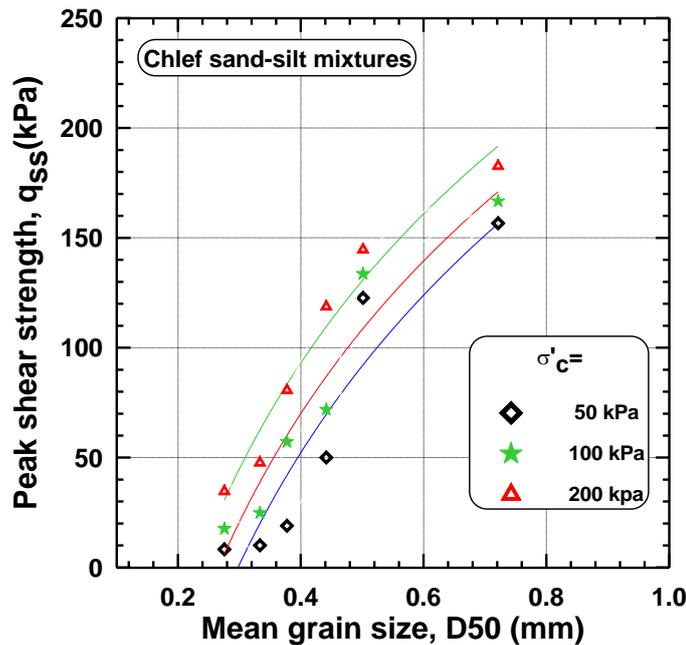


Figure 5.7 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction du diamètre moyen des grains (D_{50})

5.2.6 Influence de la teneur en fines sur l'excès de pression interstitielle

La figure 5.8 montre l'évolution de la variation de la pression interstitielle (Δu) en fonction de la teneur en fines (F_c). On constate que l'excès de variation de la pression interstitielle augmente d'une façon logarithmique lorsque la teneur en fines et la contrainte effective augmente, on note aussi que les grandes valeurs de pression interstitielle sont obtenues pour la grande contrainte de confinement ($\sigma'_c = 200$ kPa) et pour les grandes valeurs de la teneur en fines (F_c); cela est dû à l'augmentation de la contractance et de la compressibilité du sol. La présence de fines peu plastique une grande contractance du mélange sable-limon. On trouve une bonne corrélation entre l'excès de pression interstitielle

et la fraction des fines ($R^2 = 0.95$ pour $\sigma'_c = 50$ kPa, $R^2=0.97$ pour $\sigma'_c = 100$ kPa et $R^2 = 0.87$ pour $\sigma'_c = 200$ ka).

$$- \text{Log} (\Delta u) = 0.11 * \log (F_c) + 3.31 \quad \text{pour } \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (10)$$

$$- \text{Log} (\Delta u) = 0.10 * \log (F_c) + 4.00 \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (11)$$

$$- \text{Log} (\Delta u) = 0.07 * \log (F_c) + 4.83 \quad \text{pour } \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (12)$$

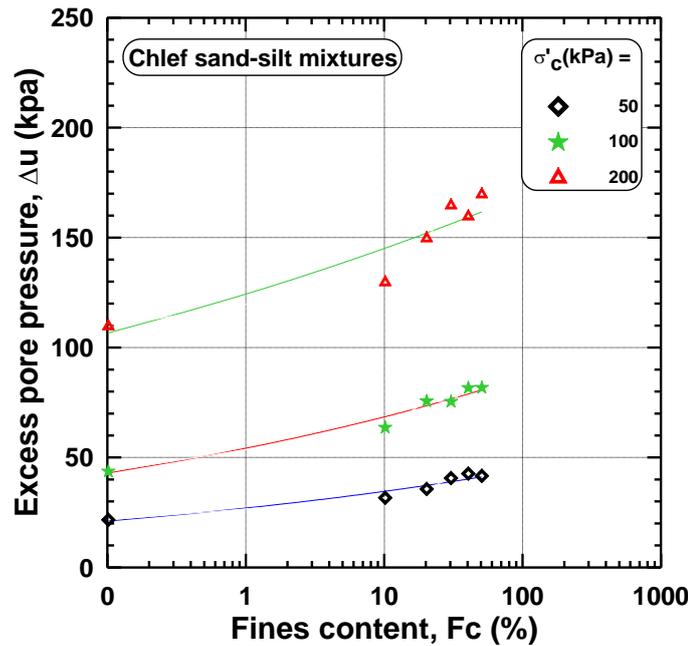


Figure 5.8 : Variation de l'excès de pression interstitielle en fonction de la teneur en fines et de la contrainte effective (σ'_c)

La figure 5.9 montre l'évolution de l'excès de pression interstitielle (Δu) en fonction de la résistance au cisaillement non drainée au pic du déviateur (q_{pic}). On constate d'après la figure 5.9 que la variation de l'excès de pression interstitielle (Δu) diminue linéairement avec l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée (résistance à la liquéfaction). On note aussi que les grandes valeurs de pression interstitielle sont obtenues pour les grandes valeurs de la fraction des fines (F_c). Il paraît que l'augmentation de la pression interstitielle (Δu) et la diminution de la résistance au cisaillement du sol sont dus à la présence des particules de fines peu plastiques induisant une réponse contractive du mélange sable-limon. On note aussi une bonne corrélation de la variation de la pression interstitielle (Δu) avec la résistance au cisaillement du sol (q_{pic}) pour la série de 0 à 50% de teneur en fines ($R^2 = 0.90$ pour $\sigma'_c = 50$ kPa, $R^2=0.91$ pour $\sigma'_c = 100$ kPa et $R^2 = 0.94$ pour $\sigma'_c = 200$ kPa)

$$-\Delta u = -0.38 * (q_{\text{peak}}) + 186.26 \quad \text{pour } \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (13)$$

$$-\Delta u = -0.23 * (q_{\text{peak}}) + 89.04 \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (14)$$

$$-\Delta u = -0.12 * (q_{\text{peak}}) + 43.51 \quad \text{pour } \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (14)$$

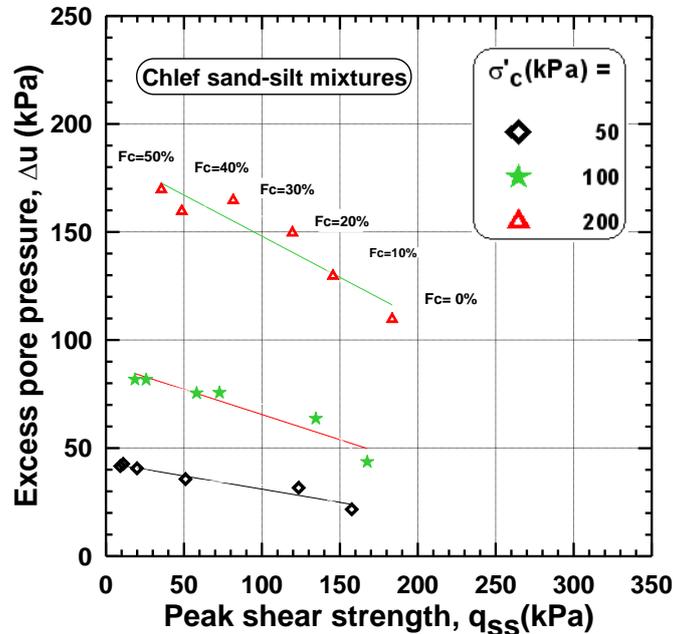


Figure 5.9 : Evolution de la pression interstitielle en fonction de la résistance au pic du déviateur

5.3 Influence de la teneur en fines sur la conductivité hydraulique :

La variation de la conductivité hydraulique (k_{sat}) en fonction de la teneur en fines (Fc) est illustrée dans la figure 5.10. On remarque d'après la figure que la conductivité hydraulique (k_{sat}) du mélange sable-limon diminue linéairement avec l'augmentation de la fraction des fines pour la densité relative ($D_r=15\%$).

Les résultats des essais en laboratoire révèlent que la conductivité hydraulique (k_{sat}) du sol saturé contenant 50% de fines (limon) est approximativement 4 fois moins que la valeur de la conductivité hydraulique du sable propre. On trouve une très grande corrélation entre la teneur en fines (Fc) et le logarithme de la conductivité hydraulique du sol saturé (k_{sat}) pour la densité relative considérée (coefficient de corrélation $R^2 = 0.998$ pour une $D_r = 15\%$). L'expression suivante est suggérée pour évaluer la conductivité hydraulique (k_{sat}) comme fonction de la teneur en fines (Fc).

$$-\log(k_{sat}) = -0.27 * (Fc) - 9.80 \quad \text{pour } Dr = 15\% \quad (15)$$

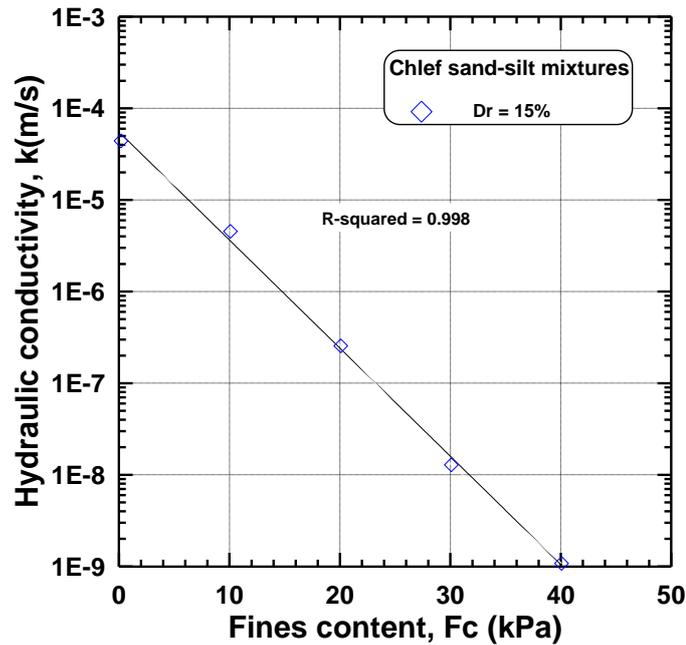


Figure 5.10 : Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en fines

La figure 5.11 montre la variation de la résistance au cisaillement non drainée au pic avec la conductivité hydraulique (K_{sat}) à différentes valeurs de teneur en fines (F_c) pour les échantillons cisailés sous des contraintes de confinements $\sigma'_c = 50, 100$ and 200 kPa. Il est très clair d'après la figure 5.11 que la résistance au cisaillement non drainée (résistance à la liquéfaction) au pic du déviateur diminue d'une manière logarithme avec la diminution de la conductivité hydraulique (K_{sat}) et l'augmentation de la teneur en fines (f_c) pour toutes les contraintes de confinement. Cependant, la pente de la droite de la résistance au cisaillement non drainée est très prononcée pour l'échantillon cisailé sous une contrainte $\sigma'_c = 50$ kPa ($a=15$) comparée avec ceux cisailés sous les confinements $\sigma'_c = 100$ and 200 kPa. On trouve une bonne corrélation entre la résistance au cisaillement non drainée du sol (q_{pic}) et le logarithme de la conductivité hydraulique (K_{sat}), pour tous les confinements étudiés ($R^2 = 0.94$ avec $\sigma'_c = 50$ kPa, $R^2 = 0.96$ coresp $\sigma'_c = 100$ kPa et $R^2 = 0.99$ coresp $\sigma'_c = 200$ kPa).

$$- q_{peak} = 14.70 * \log(k_{sat}) + 295 \quad \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (16)$$

$$- q_{peak} = 13.25 * \log(k_{sat}) + 293 \quad \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (17)$$

$$- q_{peak} = 12.30 * \log(k_{sat}) + 303 \quad \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (18)$$

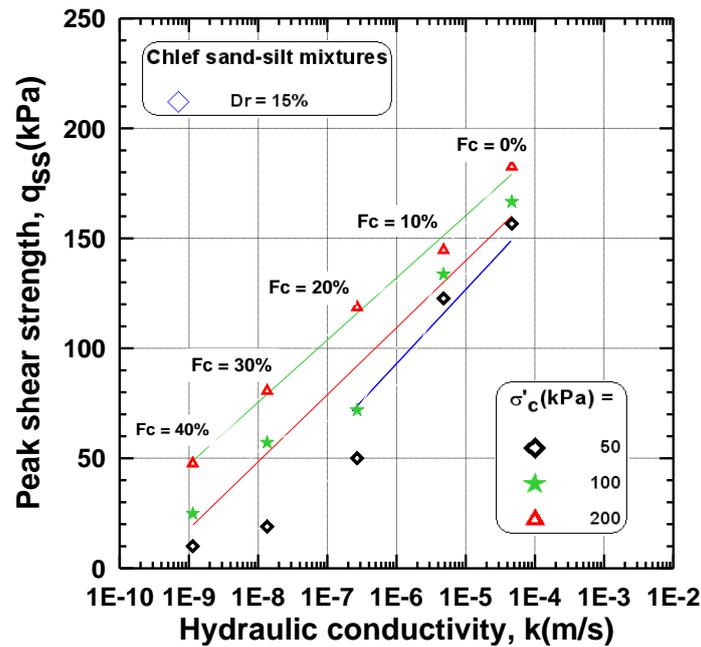


Figure 5.11 : Variation de la résistance à la liquéfaction en fonction de la conductivité hydraulique à différentes valeurs de teneur en fines.

5.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats des essais de liquéfaction sur mélange sable-sol fin (Chlef-Limon LC) avec des fractions de fines comprises entre 0 et 50%. Les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction est très affectée par la présence des fines.

Pour le mélange sable de Chlef-Limon LC, la présence d'éléments fins amplifie la phase de contractance ce qui se traduit par une réduction importante du potentiel de liquéfaction.

La résistance à la liquéfaction du mélange diminue d'une manière logarithmique avec la diminution du diamètre moyen (D_{50}) des grains et la teneur en fines.

Chapitre 6

***Influence de quelques paramètres sur le comportement du mélange
sable-limon sous chargement monotone :***

- Fines peu plastiques,
 - Confinement,
 - Densité relative,
 - Indice des vides,
- Conductivité hydraulique.

6.1 Introduction

Ce chapitre comporte une analyse de l'influence de trois paramètres sur la résistance à la liquéfaction du mélange sable-limon.

Dans un premier temps, on étudie l'influence de la densité relative et de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable-limon de Chlef. Cette étude permet également d'explorer l'influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement non drainée et la conductivité hydraulique sur la variation de la pression interstitielle des échantillons lâches.

La seconde partie traite également d'un aspect important, à savoir l'influence de la fraction des fines sur les mélanges sable-limon de Chlef des échantillons moyennement denses.

La troisième partie traite aussi l'influence de la fraction des fines sur la résistance au cisaillement non drainée des échantillons denses, on a mis aussi en évidence l'influence de la contrainte de confinement sur la variation de la génération de la pression interstitielle et du déviateur de contrainte maximal.

6.2 Essais de compression monotone sur sol lâche

6.2.1 Influence de la contrainte de confinement :

Les résultats des essais triaxiaux de compression monotone non drainées effectués sous une contrainte de confinement initiales de 25, 400 et 800 kPa pour différentes teneurs en fines $F_c = 0$ à 50% sur des échantillons de densité relative initiale ($D_r = 15\%$) sont illustrées sur les Figures 6.1, 6.2 et 6.3. Comme on peut constater à partir de ces figures, l'augmentation de la fraction des fines peu plastique induit une diminution de la résistance à la liquéfaction du mélange sable-limon pour les échantillons cisailés sous une contrainte de confinement $\sigma'_c = 25$ kPa (Fig. 6.1a, 6.2b et 6.3c) ; on constate qu'en diminuant la contrainte de confinement à 25 kPa, ces échantillons de sol (mélange sable-limon) présentent fragilité plus grande que ceux cisailés sous des contraintes de 50 et 100 kPa (chapitre 5).

On note aussi qu'à partir d'une teneur en fines de 20% la réponse au cisaillement non drainée reste insensée à l'augmentation de F_c et les échantillons ne mobilisent aucun effort résiduel pour augmenter leur résistance (fig.6.1a). Par contre dans la figure 6.1b on remarque que la pression interstitielle augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la fraction des fines égalisant la contrainte totale par conséquent annulation des contraintes

Effectives menant à la liquéfaction total de ces échantillons pour les échantillons avec $F_c = 40$ et 50% (fig.6.1c). La figure 6.1c montre clairement qu'avec l'augmentation de la fraction des fines pour les échantillons avec $F_c = 40$ et 50% le chemin des contraintes se dirige vers zéro (annulation des contraintes effectives).

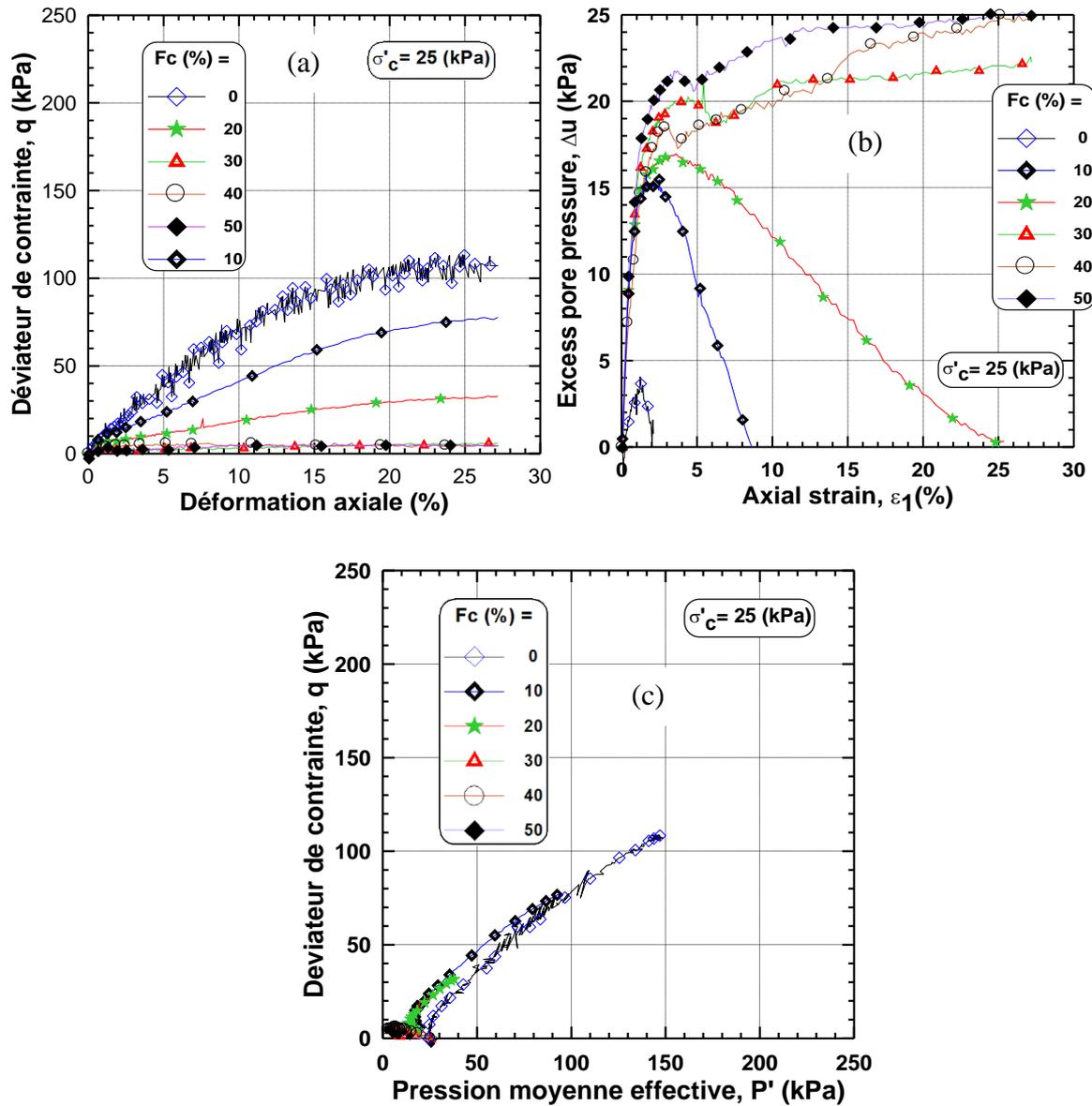


Figure 6-1 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon

($D_r = 15\%$, $\sigma'_{c'} = 25$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- c- Variation de pression moy.effect. en fonction du déviateur de contrainte.

Les figures 6.2 et 6.3 illustrent l'évolution de la résistance au cisaillement non drainée en fonction de la déformation axiale pour les échantillons cisailés sous des contraintes de confinement élevées à savoir $\sigma'_c = 400$ et 800 kPa. On note ici bien que les échantillons de sol montrent une nette amélioration de la résistance à la liquéfaction par rapport aux échantillons cisailés sous des contraintes de confinement inférieures, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la fraction des fines (fig.6.2a et 6.3a). On note que pour la variation de la pression interstitielle (Δu), elle augmente avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à une fraction de fines F_c égale à 30% puis se stabilise pour les fractions de fines égales à 40 et 50% (fig.6.2b et 6.3b). Pour le chemin de contrainte on note ici que les échantillons mobilisent d'un effort résiduel pour augmenter leur résistance à la liquéfaction surtout pour l'échantillon avec $F_c=50\%$ (Fig.6.2c).

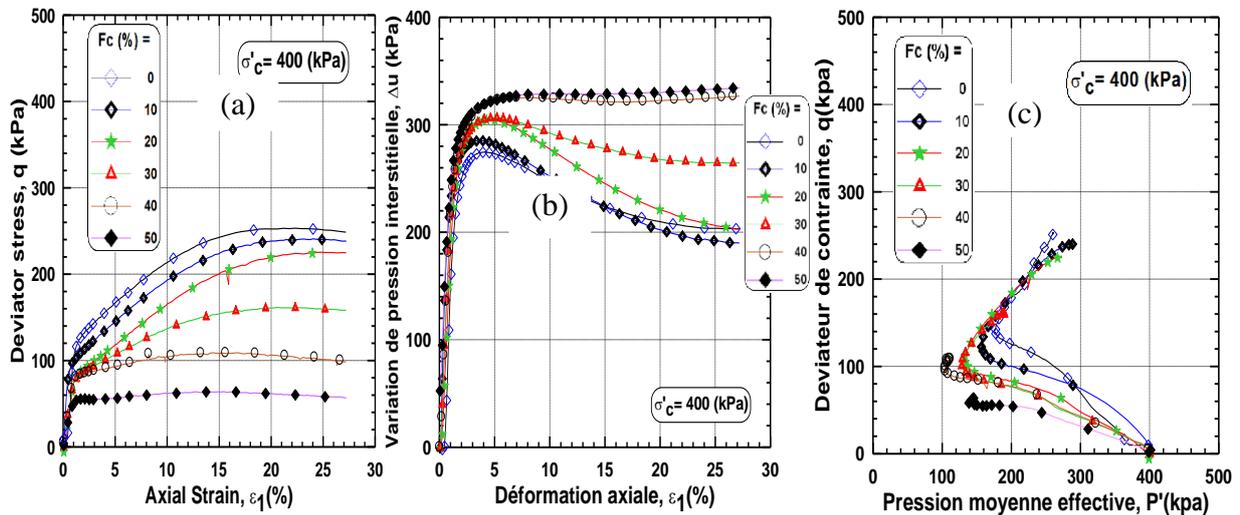


Figure 6-2 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon

($Dr=15\%$, $\sigma'_c = 400$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale
- c- Variation de pression moy.eff. en fonction du déviateur de contrainte

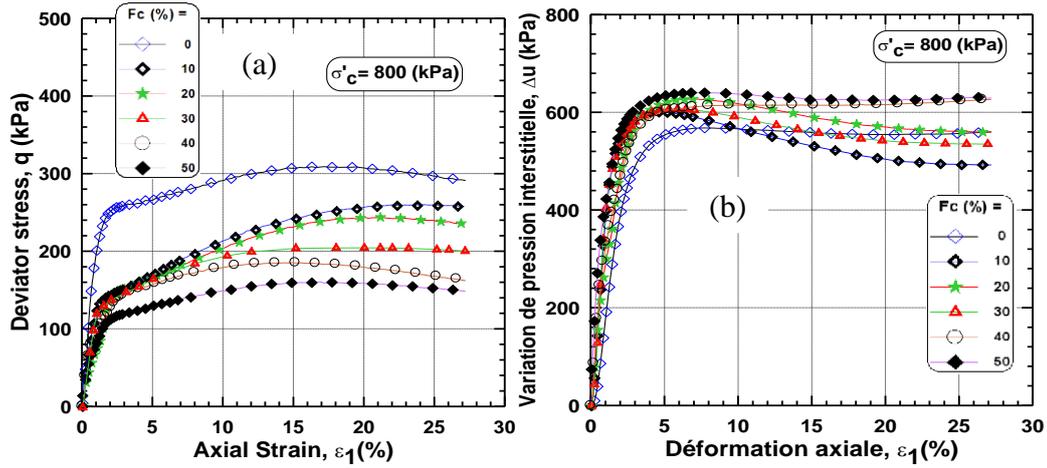


Figure 6-3 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon

($Dr=15\%$, $\sigma'_c=800$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.

6.2.2 Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction

La figure 6.4 illustre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction de la teneur en fines pour les échantillons lâches des mélanges (sable-limon) cisailés sous une faible contrainte effective moyenne (σ'_c) égale 25 kPa jusqu'à une contrainte effective de confinement élevée égale à 800 kPa. On constate clairement que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la contrainte effective (σ'_c) et diminue avec l'augmentation de la teneur en fines (Fc) d'une manière linéaire pour tous les confinements ; on trouve une bonne corrélation entre la résistance (σ'_c) à la liquéfaction et la teneur en fines (Fc) d'après les expressions suivantes

$$- Q_{ss}(\text{kPa}) = -3.00 \cdot (Fc) + 93.75 \quad (R^2=0.86) \quad \text{pour } \sigma'_c = 25 \text{ kPa} \quad (19)$$

$$- Q_{ss}(\text{kPa}) = -3.10 \cdot (Fc) + 140.94 \quad (R^2=0.87) \quad \text{pour } \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (20)$$

$$- Q_{ss}(\text{kPa}) = -3.10 \cdot (Fc) + 156.71 \quad (R^2=0.94) \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (21)$$

$$- Q_{ss}(\text{kPa}) = -3.10 \cdot (Fc) + 178.34 \quad (R^2=0.97) \quad \text{pour } \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (22)$$

$$- Q_{ss}(\text{kPa}) = -4.13 \cdot (Fc) + 273.82 \quad (R^2=0.94) \quad \text{pour } \sigma'_c = 400 \text{ kPa} \quad (23)$$

$$- Q_{ss}(\text{kPa}) = -3.00 \cdot (Fc) + 289.82 \quad (R^2=0.97) \quad \text{pour } \sigma'_c = 800 \text{ kPa} \quad (24)$$

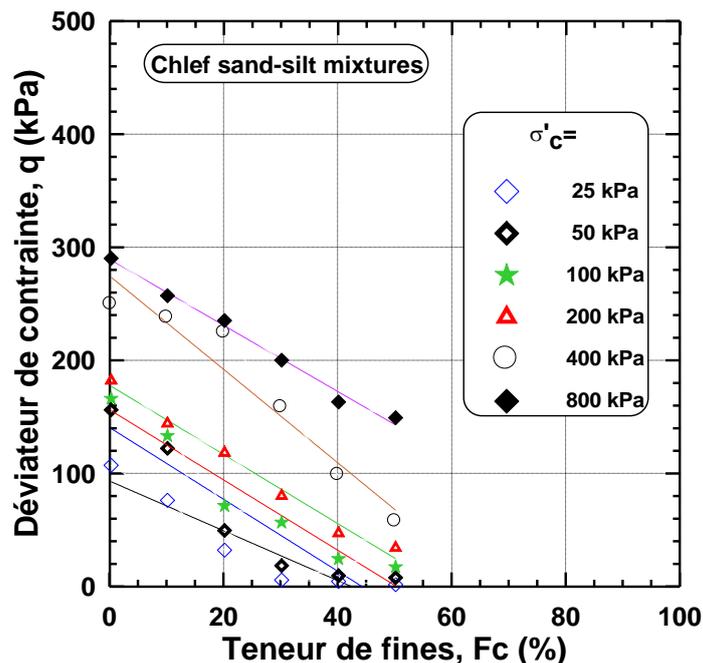


Figure 6.4 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction.

6.2.3 Influence de la teneur sur la génération de la pression interstitielle

L'évolution de la génération de la pression interstitielle en fonction de la teneur en fines pour les échantillons de mélange sable-limon sous une contrainte (σ'_c) égale 25 kPa (faible confinement) jusqu'à (σ'_c) égale 800 kPa (confinement élevée) est illustré dans la figure 6.5. On note que l'évolution de la génération de la pression interstitielle en fonction de la teneur en fines suit une évolution logarithmique ; l'évolution de la pression interstitielle peut être corrélée à la teneur en fines par les expressions suivantes :

$$- \text{Log}(\Delta u) = 0.29 * \text{Log}(F_c) + 1.95 \quad (R^2 = 0.99) \quad \text{pour } \sigma'_c = 25 \text{ kPa} \quad (25)$$

$$- \text{Log}(\Delta u) = 0.02 * \text{Log}(F_c) + 3.21 \quad (R^2 = 0.92) \quad \text{pour } \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (26)$$

$$- \text{Log}(\Delta u) = 0.11 * \text{Log}(F_c) + 4.01 \quad (R^2 = 0.93) \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (21)$$

$$- \text{Log}(\Delta u) = 9.40 * \text{Log}(F_c) + 126.7 \quad (R^2 = 0.82) \quad \text{pour } \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (22)$$

$$- \text{Log}(\Delta u) = 7.07 * \text{Log}(F_c) + 286.7 \quad (R^2 = 0.74) \quad \text{pour } \sigma'_c = 400 \text{ kPa} \quad (23)$$

$$- \text{Log}(\Delta u) = 5.27 * \text{Log}(F_c) + 5.91 \quad (R^2 = 0.82) \quad \text{pour } \sigma'_c = 800 \text{ kPa} \quad (24)$$

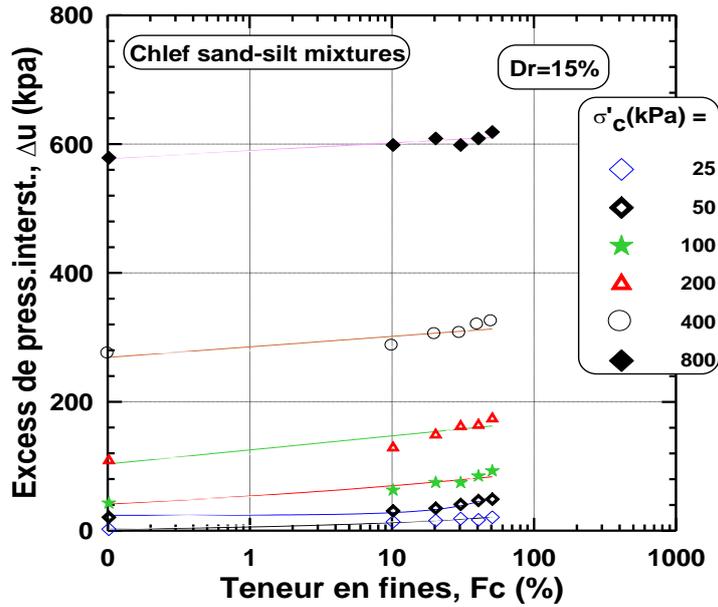


Figure 6.4 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction.

6.2.4 Influence de l'indice des vides intergranulaires

La figure 6.5 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement au pic du déviateur de contrainte (q_{ss}) en fonction de l'indice des vides inter-granulaire (e_s) des échantillons de mélange sable-limon sous une contrainte (σ'_c) égale 25 kPa (faible confinement) jusqu'à (σ'_c) égale 800 kPa (confinement élevée). On voit montre clairement que la résistance au cisaillement (résistance à la liquéfaction) au pic de déviateur (q_{pic}) diminue d'une manière logarithmique avec l'augmentation de l'indice des vides inter-granulaire (e_s). Cette diminution de la résistance est due au rôle inactif des particules fines en occupant seulement les vides. Les expressions suivantes sont proposées pour corréler la résistance au cisaillement au pic du déviateur de contrainte au paramètre d'indice des vides inter-granulaire (e_s) pour cette gamme de 0 à 50% de teneur en fines ($R^2 = 0.99, 0.93, 0.97, 0.99, 0.91$ et 0.98 for $\sigma'_c = 25, 50, 100, 200, 400,$ et 800 kPa respectivement). De plus, la pente de la droite de la résistance au cisaillement au pic devient très prononcée pour les grandes valeurs de teneur en fines en comparaison avec les faibles valeurs de teneur fines (figure 5.5b)

$$-\log(q_{peak}) = -5.25 * \log(e_s) + 3.33 \quad \text{pour } \sigma'_c = 25 \text{ kPa} \quad (26)$$

$$-\log(q_{peak}) = -2.63 * \log(e_s) + 4.10 \quad \text{pour } \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (27)$$

$$-\log(q_{peak}) = -1.92 * \log(e_s) + 4.50 \quad \text{pour } \sigma'_c = 100 \text{ kPa} \quad (28)$$

$$-\log(q_{\text{peak}}) = -1.42 * \log(e_s) + 4.80 \quad \text{pour } \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (29)$$

$$-\log(q_{\text{peak}}) = -0.82 * \log(e_s) + 5.33 \quad \text{pour } \sigma'_c = 400 \text{ kPa} \quad (30)$$

$$-\log(q_{\text{peak}}) = -0.65 * \log(e_s) + 5.50 \quad \text{pour } \sigma'_c = 800 \text{ kPa} \quad (31)$$

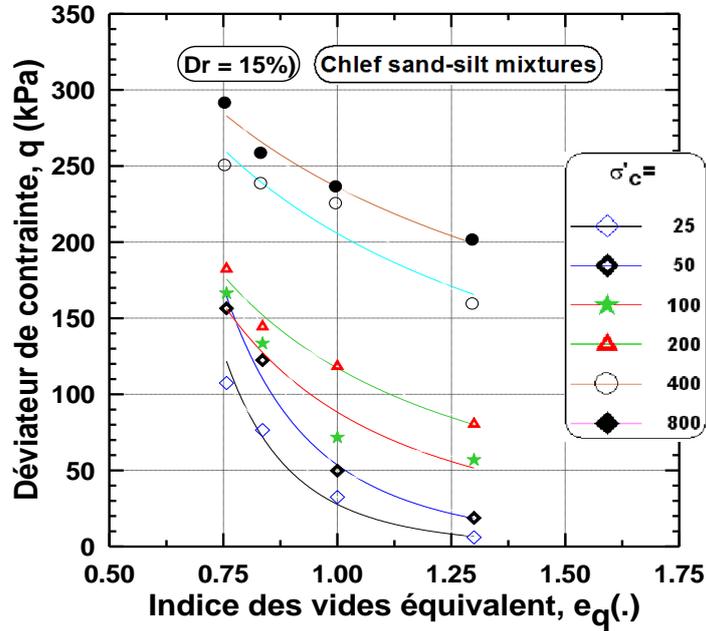


Figure 6.5 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction.

6.2.5 Influence de la conductivité hydraulique sur la génération de la pression interstitielle.

L'évolution de la variation de la pression interstitielle en fonction de la conductivité hydraulique est illustrée dans la figure 6.6. On remarque d'après les résultats des essais réalisés sur des échantillons de mélange sable-limon sous une contrainte (σ'_c) égale 25 kPa (faible confinement) jusqu'à (σ'_c) égale 800 kPa (confinement élevée) que la variation de la génération de la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de la conductivité hydraulique d'une manière linéaire, cette diminution de la pression interstitielle est l'augmentation de la perméabilité. On trouve une bonne corrélation entre la variation de la pression interstitielle (Δ_U) et la conductivité hydraulique (K_{sat}) ($R^2=0.96, 0.70, 0.83, 0.73, 0.65$ et 0.87 pour $\sigma'_c = 25, 50, 100, 200, 400$ et 800 kPa respectivement) tableau IV-1.

$$\log(\Delta_U) = -A * \log(K_{\text{sat}}) + B \quad (32)$$

σ'_c	A (10^4)	B	R2
25	-32	18	0.96
50	-42	40	0.70
100	-75	77	0.83
200	-11	154	0.73
400	-73	306	0.65
800	-58	606	0.87

Tableau IV-1 : Valeurs des constantes de l'équation (32) A et B

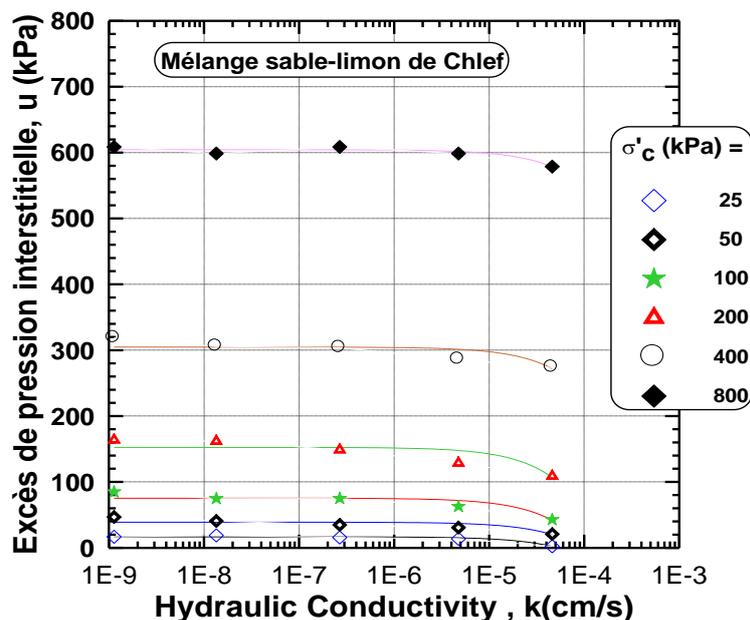


Figure 6.6 : Influence de la conductivité hydraulique sur la génération de la pression interstitielle

6.3 Essais de compression monotone sur sol moyennement dense

6.3.1 Influence du confinement :

Les figures 6-7, 6-8, 6-9, 6-10, 6-11 et 6-12 illustrent l'évolution de la résistance à la liquéfaction des échantillons des mélanges sable-limon cisailés sous des contraintes de confinement σ'_c de 25 (faible confinement) à 800 kPa (confinement élevé) avec une densité relative $D_r=50\%$. Les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction des mélanges diminue avec l'augmentation de la fraction des fines (fig.6-7a et 6-8a) et que la pression interstitielle (Δu) augmente aussi pour atteindre 25 kPa d'une manière significative et par conséquent annulation de la contrainte effective où on observe la liquéfaction statique (fig6-7b) ; pour l'échantillon cisailé sous une contrainte effective de 100 kPa, on ici une diminution

de la résistance avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à une teneur $F_c = 30\%$ puis on observe une stabilisation de la résistance (fig.6-8a). Pour la pression interstitielle on note aussi une augmentation de la pression jusqu'à $F_c = 40\%$ puis diminue montrant le rôle des fines dans la reprise de la résistance (fig.6-8b).

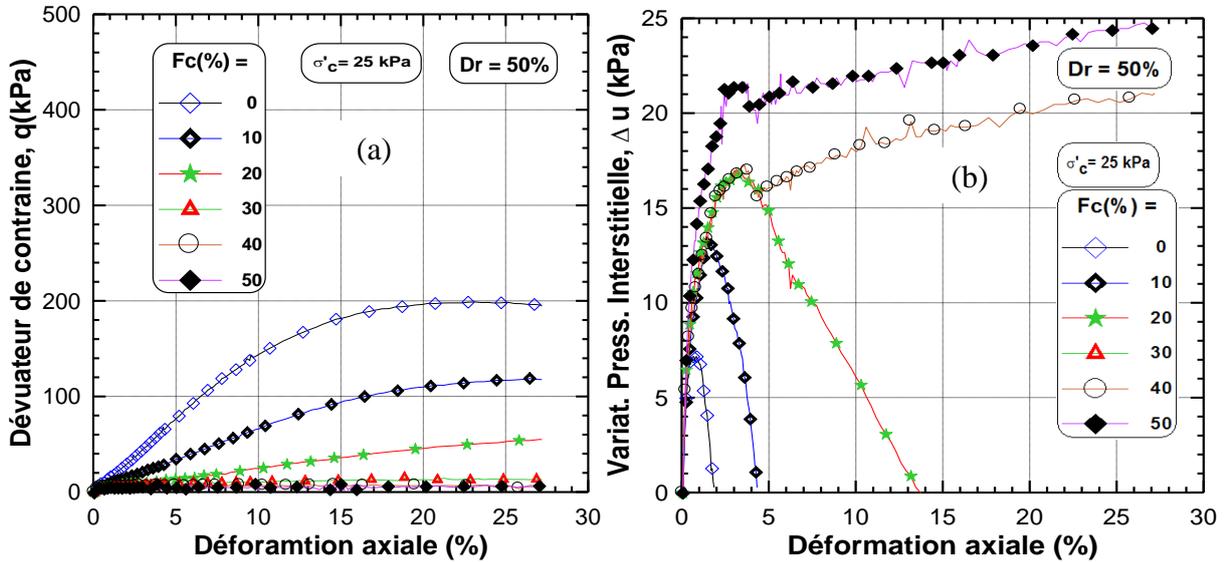


Figure 6-7 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon ($D_r = 50\%$, $\sigma'_c = 25 \text{ kPa}$)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

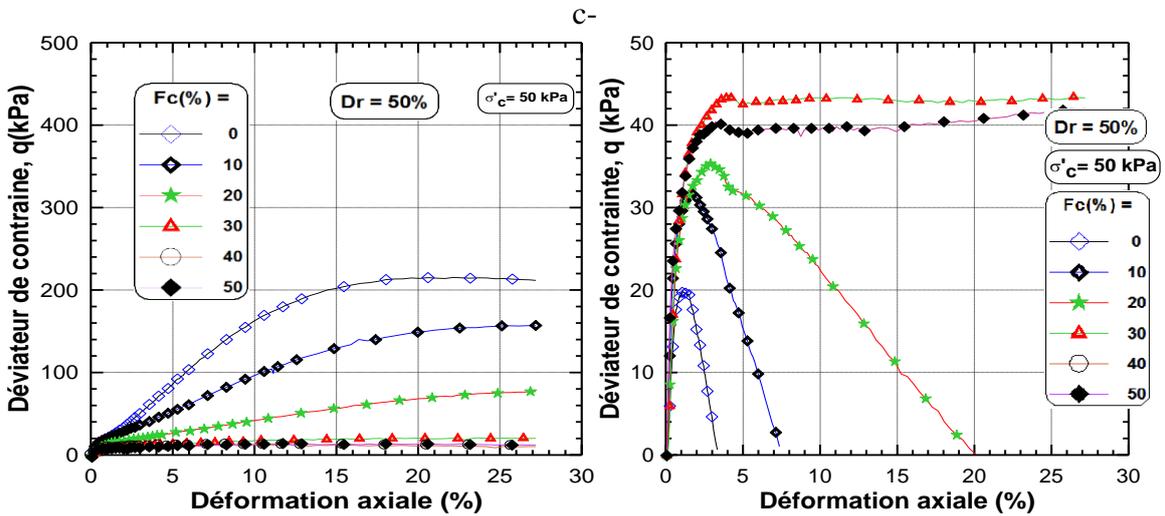


Figure 6-8 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon ($D_r = 50\%$, $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.

Les figures 6-9 jusqu'à 6-12 illustrent l'évolution de la résistance à la liquéfaction des échantillons des échantillons cisailés sous une contrainte de confinement de 100 à 800 kPa. On note ici une diminution de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de la fraction des fines (fig.6-9a, 6-10a, 6-11a et 6-12a) et on constate aussi que la résistance à la liquéfaction de ces échantillons augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Par contre on observe une génération de la pression interstitielle jusqu'à annulation du taux d'accroissement de la pression elle diminue (fig. 6-9b, 6-10b, 6-11b et 6-12b) chose qu'on a pas observée pour les échantillons cisailés sous des faibles contrainte de confinement où la pression continue d'accroître avec l'augmentation de la teneur en fines (fig.6-7b et 6-8b).

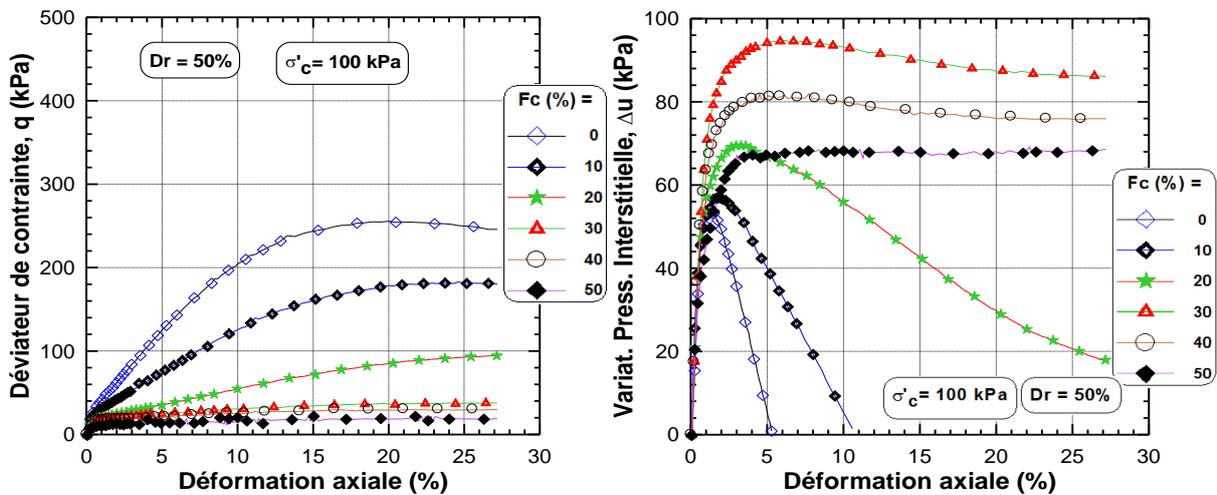


Figure 6-9 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon

($Dr=50\%$, $\sigma'_c=100$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

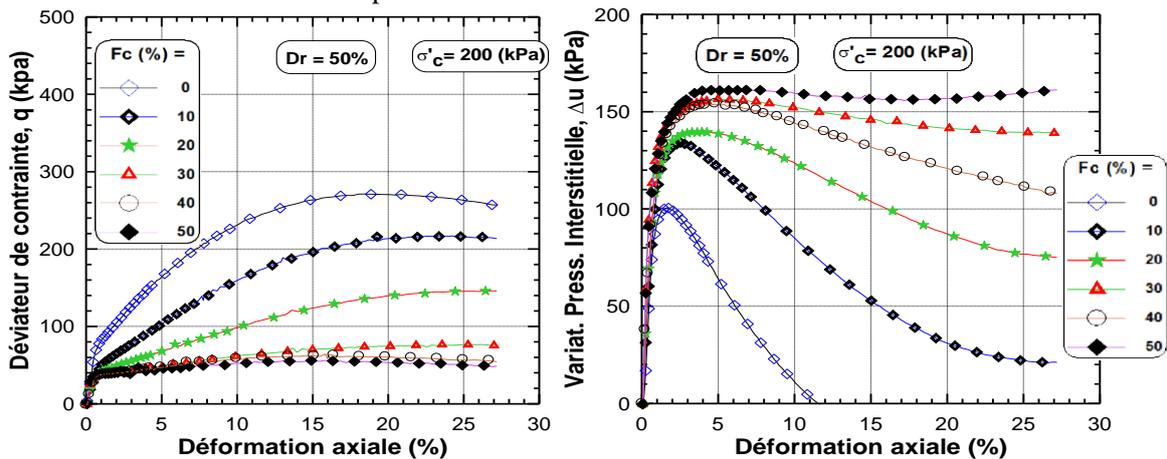


Figure 6-10 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon

($Dr=50\%$, $\sigma'_c=200$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,

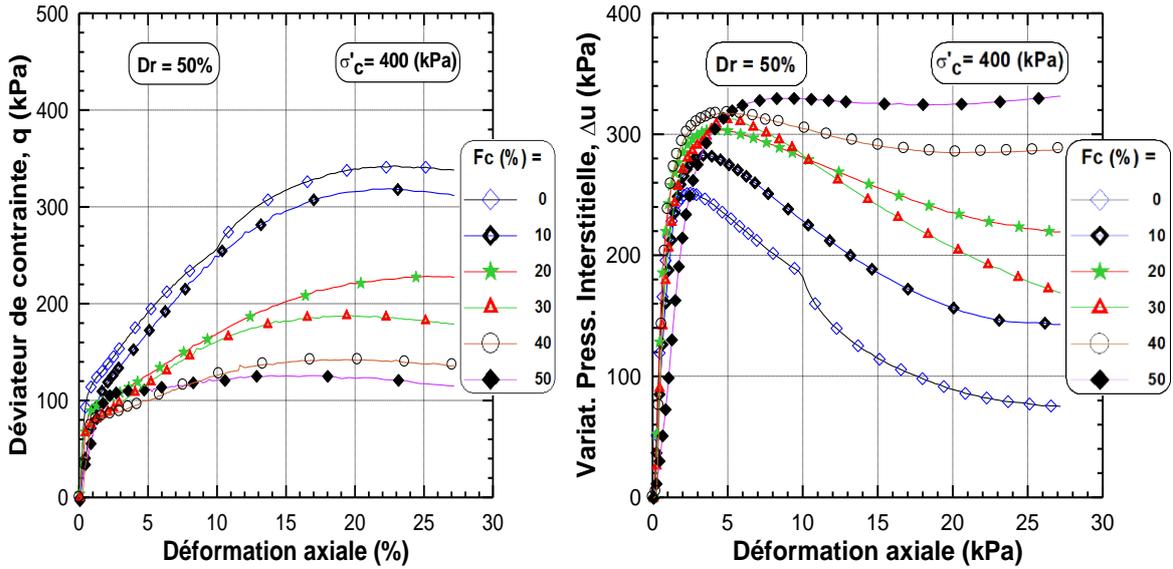


Figure 6-11 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon
($Dr=50\%$, $\sigma'_c = 400$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

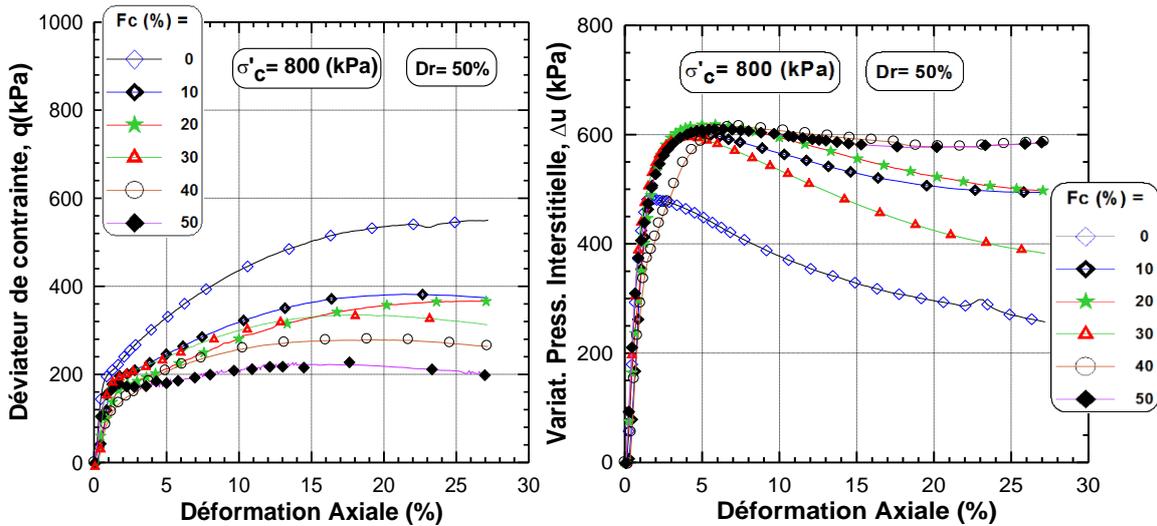


Figure 6-12 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon
($Dr=50\%$, $\sigma'_c = 800$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,

6.3.2 Influence des fines sur la résistance à la liquéfaction

La figure 6-13 illustre l'évolution de l'effort de cisaillement (résistance à la liquéfaction) en fonction de la fraction des fines pour les échantillons moyennement dense cisailé sous des contraintes effectives de confinement de 25 à 800 kPa. On voit clairement

que pour tous les confinements étudiés la résistance diminue selon une régression quasi linéaire avec l'augmentation de la teneur en fines résultats du rôle de ces derniers à l'augmentation de la compressibilité et la contractance du sol bien qu'on constate une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte de confinement. On trouve aussi une bonne corrélation entre l'effort de cisaillement et la fraction des fines ($R^2= 0.85, 0.88, 0.89, 0.92, 0.92$ et 0.90 pour $\sigma'_c= 25, 50, 100, 200, 400$ et 800 kPa respectivement) selon l'expression suivante :

$$q_{ss} \text{ (kPa)} = -A * F_c + B \quad (33)$$

Le tableau VI-2 donne les valeurs des constantes A et B de l'équation (33) reliant l'effort de cisaillement (q_{ss}) et la teneur en fines (F_c).

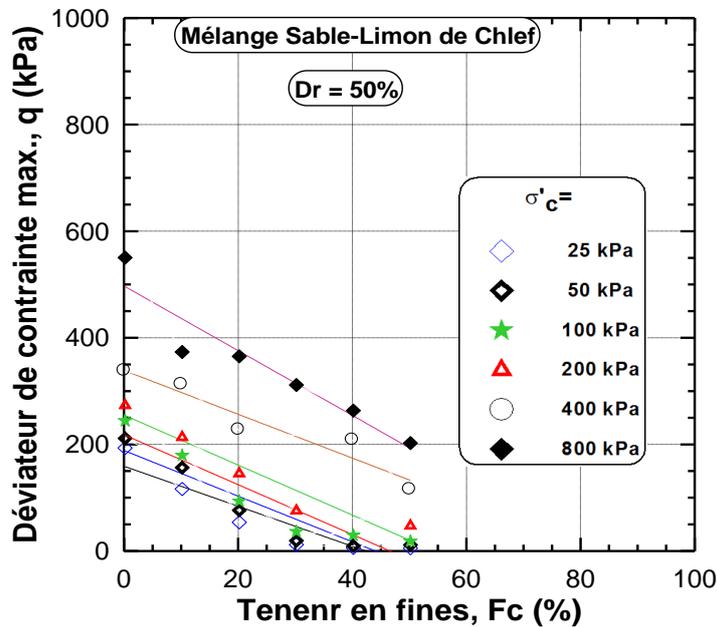


Figure 6-13 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction

σ'_c	A (10^4)	B	R ²
25	-3.75	160	0.85
50	-4.28	189	0.87
100	-4.70	219	0.89
200	-4.7	256	0.92
400	-4.11	549	0.92
800	-6.10	498	0.90

Tableau VI-2 : Valeurs des constantes de l'équation 33 A et B

La figure 6-14 illustre les évolutions de la résistance à la liquéfaction (q_{ss}) et de la génération de la pression interstitielle (Δu) en fonction de la teneur en fines (F_c). On constate que la résistance à la liquéfaction et la variation de la pression interstitielle évoluent d'une manière linéaire avec l'augmentation de la teneur en fines (F_c). On trouve une très bonne corrélation entre eux $R^2=0.99$ pour (q_{ss}) et 0.998 pour (Δu).

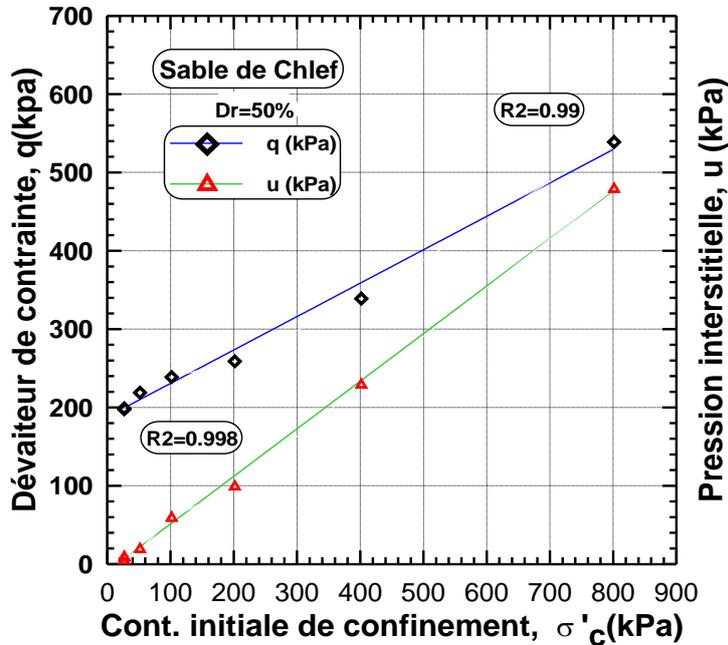


Figure 6-14 : Evolution de la résistance et de la pression interstitielle en fonction de la teneur en fines

6.4 Essais de compression monotone sur sol dense

6.4.1 Influence du confinement

Les figures 6-15, 6-16 et 6-17 illustrent l'évolution de la résistance à la liquéfaction des échantillons des mélanges sable-limon cisailés sous des contraintes de confinement σ'_c de 50 (faible confinement) à 200 kPa (confinement moyen) avec une densité relative $D_r=85\%$. Les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction des mélanges diminue avec l'augmentation de la fraction des fines (fig.6-15a, 6-16a et 6-17a) malgré que les échantillons présentent une bonne résistance par rapport aux sols lâches et moyennement denses. On note pour la pression interstitielle (Δu) une augmentation pour atteindre les valeurs 48 kPa, 82 et 196 kPa puis diminue d'une manière brutale montrant l'effet des fines dans la participation à l'effort de cisaillement et aussi de la densité relative dans l'augmentation de la dilatance du sol (fig.6-15b, 6-16b et 6-17b).

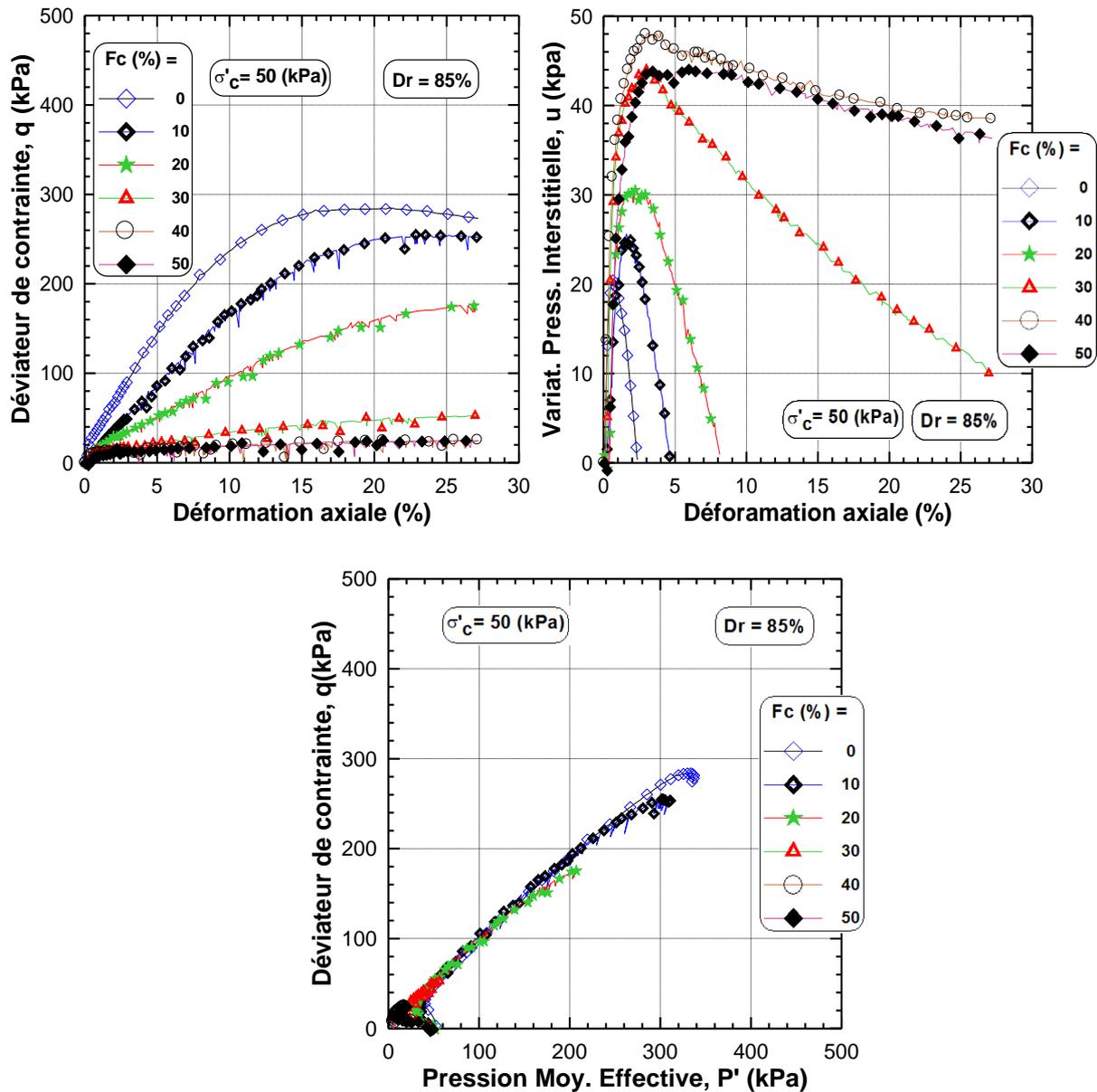


Figure 6-15 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon

($Dr=85\%$, $\sigma'_c = 50$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale
- c- Variation de pression moy. effect. en fonction du déviateur de contrainte

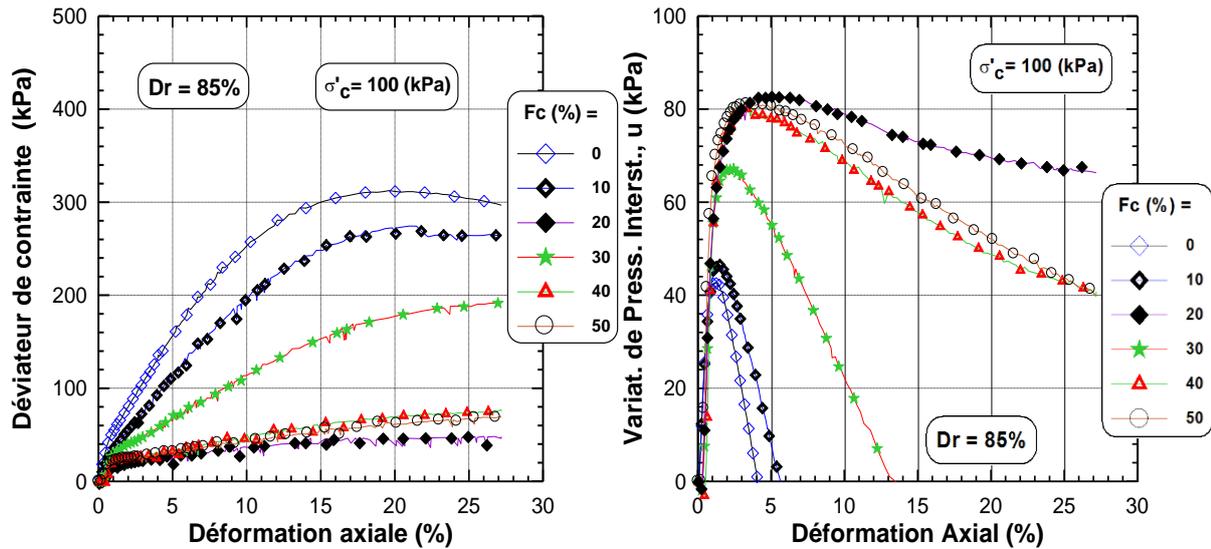


Figure 6-16 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon
($Dr=85\%$, $\sigma'_c=100$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

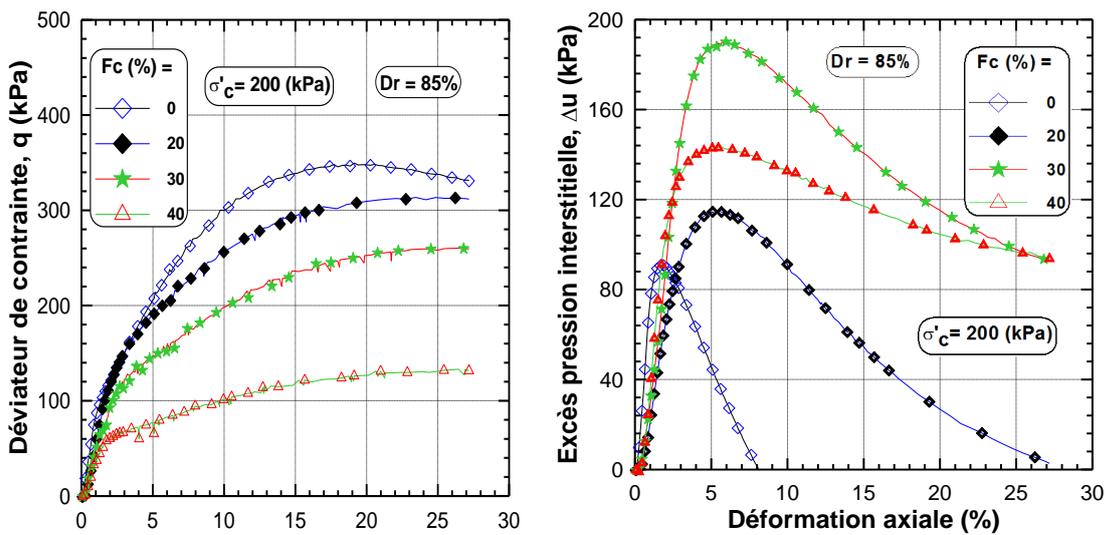


Figure 6-17 : Essais triaxiaux de compression non drainé sur mélange sable-limon
($Dr=85\%$, $\sigma'_c=200$ kPa)

- a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,

6.4.2 Influence de la teneur en fines sur l'effort de cisaillement (sol dense)

La figure 6-18 illustre l'évolution de l'effort de cisaillement (résistance à la liquéfaction) en fonction de la fraction des fines pour les échantillons moyennement dense cisailé sous des contraintes effectives de confinement de 50 à 200 kPa (confinement moyen). On voit

clairement que pour tous les confinements étudiés la résistance diminue selon une régression quasi linéaire avec la même pente avec l'augmentation de la teneur en fines résultats du rôle de ces derniers à l'augmentation de la compressibilité et la contractance du sol malgré qu'on constate une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte de confinement. On trouve aussi une bonne corrélation entre l'effort de cisaillement et la fraction des fines ($R^2= 0.87, 0.93, 0.87$ pour $\sigma'_c= 50, 100, 200$ kPa respectivement) selon l'expression suivante :

$$q_{ss} \text{ (kPa)} = -A * F_c + B \quad (34)$$

Le tableau VI-3 donne les valeurs des constantes A et B de l'équation (34) reliant l'effort de cisaillement (q_{ss}) et la teneur en fines (F_c).

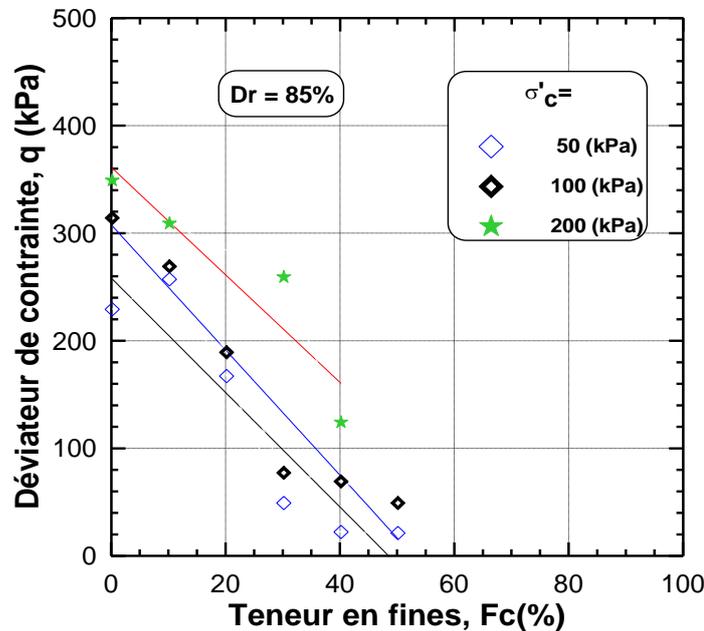


Figure 6-18 : Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction sur sol dense

σ'_c	A	B	R ²
50	-5.32	258	0.87
100	-5.82	308	0.93
200	-45	361	0.87

Tableau VI-3 : Valeurs des constantes de l'équation 34 A et B

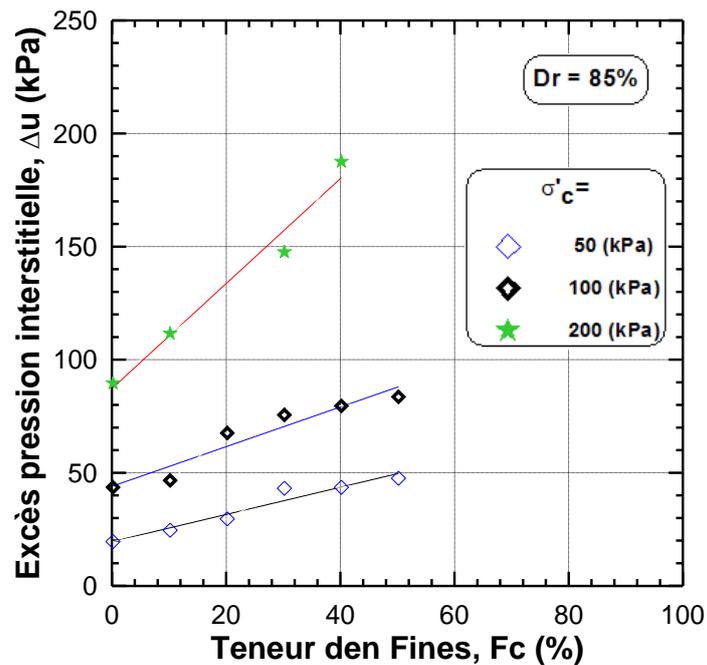


Figure 6-19 : Evolution de la résistance et de la pression interstitielle en fonction de la teneur en fines

6.5 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté l'influence de certains paramètres sur les échantillons lâches moyennement denses et denses.

Les résultats ont montré que la résistance est très affectée par la présence des fines qui réduit d'une manière significative la résistance à la liquéfaction.

Les résultats ont montré que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de la conductivité hydraulique.

La densité relative augmente d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction, par contre la pression interstitielle continue d'augmenter avec l'augmentation de la teneur en fines.

Conclusions générales et perspectives

Ce travail a été réalisé pour étudier la liquéfaction des sols et mettant l'accent sur les mélanges sable-sol fin (limon) qui souvent sont rencontrés dans la pratique. Il a comporté des essais en laboratoire sur chemin non drainée et dans différentes conditions des sols.

Les essais monotones sur sable propre ont montré que l'augmentation de la contrainte de confinement affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction. On trouve également que la résistance augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte de confinement. L'augmentation de la densité relative augmente la dilatance du sol et par conséquent la résistance à la liquéfaction.

Les essais monotones non drainés sur le mélange sable-limon ont montré que la teneur en fines affecte d'une manière considérable la résistance à la liquéfaction. La présence des fines dans le sol a pour effet d'augmenter la phase contractance ce qui se traduit par une augmentation de la pression interstitielle et par conséquent une perte de résistance à la liquéfaction.

L'augmentation de la teneur en fines dans le mélange sable-limon a pour effet de diminuer la perméabilité du sol et par conséquent la pression interstitielle augmente rapidement.

La résistance au cisaillement au pic de déviateur diminue d'une manière logarithmique avec l'augmentation de l'indice des vides inters granulaires. La pente de la droite de la résistance à la liquéfaction devient très prononcée pour les grandes valeurs de teneur en fines comparées aux plus faibles valeurs.

On a trouvé que la résistance à la liquéfaction du mélange sable-limon de Chlef diminue d'une manière logarithmique avec la diminution du diamètre moyen (D50) quand la teneur en fines augmente.

On a trouvé aussi que la variation de la génération de la pression interstitielle (U) diminue linéairement avec l'augmentation de la résistance au cisaillement, les plus grandes valeurs de pression interstitielles ont été obtenues pour les grandes valeurs de teneur en fines.

On a trouvé que la résistance au cisaillement non drainée diminue d'une façon logarithmique avec la diminution de la conductivité hydraulique quand la teneur en fines augmente pour tous les confinements. La pente de la droite de la résistance au cisaillement est très prononcée pour les échantillons cisailés avec $\sigma'_c = 50$ kPa ($\alpha = 15$) comparée à celle des échantillons cisailés sous des contraintes $\sigma'_c = 100$ and 200 kPa.

Les résultats des essais ont montré une bonne corrélation entre la résistance au cisaillement (q_{pic}) et la conductivité hydraulique (K_{sat}) pour toutes les contraintes confinements ; la conductivité hydraulique diminue aussi avec l'augmentation de la teneur en fines.

Les échantillons de sol des mélanges sable-limon cisailés sous des faibles contraintes de confinement sont plus vulnérables à la liquéfaction que ceux cisailés sous des contraintes plus élevées ; on note une meilleure reprise de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de la contrainte de confinement malgré que la résistance à la liquéfaction continue de diminuer avec l'augmentation de la teneur en fines.

Les résultats aussi ont montré que la résistance au cisaillement (résistance à la liquéfaction) au pic de déviateur (q_{pic}) diminue d'une manière logarithmique avec l'augmentation de l'indice des vides inter-granulaire (e_s). Cette diminution de la résistance est due au rôle inactif des particules fines en occupant seulement les vides malgré l'augmentation de la contrainte de confinement.

Les résultats des essais de cisaillement sur sols moyennement denses ont montré une diminution de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de la teneur en fines et la pression interstitielle atteint 25 kPa et par conséquent annulation des contraintes effectives où on a observé la liquéfaction ; avec l'augmentation de la contrainte de confinement au-delà de 30% de teneur en fines on observe une stabilisation de la résistance.

On a trouvé aussi que la génération de la pression interstitielle (Δu) augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la pression moyenne effective (σ'_v).

Les résultats des essais denses ont montré que l'augmentation de la densité relative (D_r) a amélioré d'une manière très considérable la résistance à la liquéfaction des mélanges, cette amélioration de la résistance est due essentiellement à l'augmentation de la dilatance du sol. On a trouvé aussi que la pression interstitielle des sols denses augmente jusqu'à un certain seuil puis diminue.

En perspective, il est très recommandé de compléter ce programme par une étude rhéologique pour déterminer d'autres caractéristiques telles que, le seuil de cisaillement, taux de cisaillement.

Développement et la validation des modèles numériques. Il serait intéressant dans un premier temps de tester les modèles existants et de déterminer des paramètres pour des sols types et ensuite utiliser des codes d'éléments finis pour étudier le comportement des ouvrages dans des sites ayant un risque de liquéfaction.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Al Mahmoud M. (1997): «Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes», Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille.

Alarcon-Guzman, A., Leonards. G.A. & Chameau, J.L., (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114., No. 10, pp. 1089-1108.

Alba P., Seed H. B. & Chan C. K. (1976): « Sand liquefaction in large scale simple shear tests», *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, N° GT Septembre, pp. 909-927.

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

Amini,F and G.Z.Qi.2000: Liquefaction testing of layered silty sands. *Journal of Géotechnical Engineering, ASCE*126 (3):208-217

Andrus R.D., Youd T.L. & Carter R.R. (1986): «Geotechnical evaluation of a liquefaction induced lateral spread, Thousand Springs Valley, Idaho», *Proceedings 22nd Annual Symposium on Engineering Geology and Soils Engineering*, Boise, Idaho; Idaho Department of Transp.

Arab A. (2008) : Comportement des sols sous chargement Monotone et Cyclique. Thèse de Doctorat en Sciences. Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf d'oran.

Arab A. (2009) : Comportement monotone et cyclique d'un sable limoneux. *C. R. Mécanique* 337 (2009) 621–631

Arab A et Shahrour I. (2010) : «Étude en laboratoire de l'influence de la densité relative sur le potentiel des sables». Étude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative .pp 9.

Arab A et Shahrour I. (2011) : «a laboratory study of liquéfaction of partially saturated sand ». *journal of Iberian Geology* 37(1) :29-36

Arab A et Belkhatir M. (2012) : «Fines Content and Cyclic Preloading Effect on Liquefaction Potential of Silty Sand»: A Laboratory Study; University of Chlef (Algerie), p47-64.

Asskar, Janalizadeh, Choobasti, Abbas Ghalandarzadeh, and Mohammed Esmaeili.2013: Experimental study of the grading characteristic effect on the liquefaction resistance of various graded sands and gravelly sands. *Arabian Journal of Geosciences*7 (7):2738-48. Doi: 10.1007/s112517-013-0886-5.

Alba P., Seed H. B. & Chan C. K. (1976): « Sand liquefaction in large scale simple shear tests», *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, N° GT Septembre, pp. 909-927.

AMINI, F. & QI, G. Z. (2000) : Liquefaction Testing of Stratified Silty Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, 208 - 217.

CASAGRANDE, A. (1976) : Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands, A Critical Review. *Harvard Soil Mechanics Series*, 88.

Bayat, M, E.Bayat, H.Aminpour, and Salarpour.2012: Shear strength and pore-water pressure characteristics of sandy soil mixed with plastic fine. *Arabian Journal of Géosciences*7:1049-57 doi: 10.1007/s12517-012-0753-9

Been, K., & Jefferies, M.G., (1985) : A state parameter for sands. *Géotechnique* 35, No. 2, pp. 99-112.

Been, K., & Jefferies, M.G., (1985) : A state parameter for sands. Reply. *Géotechnique* 35, No. 3, pp. 127-132.

Belkhatir. M., A.Arab, N.Della, H.Missoum, and T.Schanz.2010 : «Influence of intergranular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils. *Comptes Rendus Mécanique*338 :290-303.doi :10.1016/J.CRME2010.04.002.

Belkhatir. M., A.Arab, N.Della, and T.Schanz.2014 : Laboratory study on the hydraulic conductivity and pore pressure of sand –silt mixtures. *Marine Géoresources et Géotechnologie*32 :106-22.doi :10.1080/1064119x.2012.71071.

Belkhatir. M., A.Arab, T.Schanz, H.Missoum, and N.Della.2011 : Laboratory study on the liquefaction resistance of sand –silt mixtures :Effect of grading characteristics. *Granular Matter*13 :599-609.doi :10.1007/s10035-011-0269-0.

Belkhatir. M., A.Arab, N.Della, and T.Schanz.2012 : Experimental study of undrained shear strength of silty sand :Effect of fines and gradation. *Géotech.Géol.Eng.*30(5) :1103-18.

Belkhatir. M., T.Schanz, A.Arab.2013 : Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand –silt mixtures. *Environmental Earth Sciences*70 :2469-79.doi :10.1007/s12665-013-2289-z.

BLONDEAU, F., (1986) : Incidence de l’anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquefaction statique. le sinistre du nouveau Port de Nice. *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, pp. 687-690.

Been K. & Jefferies M.G.(1991) : « The critical parameter of sands», *Geotechnique*, Vol. 41, N° 3, pp. 365-382.

Bjerrum, L., Kringstad, S., & Kummeneje (1961) : The shear strength of fine sand. Proc. 5th Int. Conf. Soil. Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1, pp. 29-37.

Bobei,D.C. andS.R.Lo.2005 :Reverse behaviour and critical state of sand with small amount of fines. The proceeding of the 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering (16ICSMGE),Millpress Science Publishers, Osaka,japan,475-78.

Bouferra .R. (2000). Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols», Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille UST Lille, 2000, p. 110.

Bouferra R et Shahrour I. (2004). « Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand». Proceeding of the ICE Ground Improvement 8(1) :1-5 doi : 10.1680/grim.2004.8.1.1

Bouferra R, Benseddiq N et Shahrour I. (2007). « Saturation preloading effects on the cyclic behaviour of sand », International journal of geomechanics, ASCE, p.396-401.

Chang N.Y., Yeh S.T. & Kaufman L.P. (1982): « Liquefaction potential of clean and silty sands», Proc., 3rd Int. Earthquake microzonation Conf., Vol. 2, 1017-1032.

Canou, J., (1989) : Contribution a l'étude et a l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France. 172 p.

Canou, J., El hachem, M., & Kattan, A., (1990) : Propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche. 25^o Colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble.

Canou, J., Bahloul, A., El hachem, M., & Kattan, A., (1991) : Etude des propriétés de liquéfaction statique du sable d'Hostun. Rapport Scientifique GRECO Géomatériaux.

Canou, J., & El hachem, M., (1992) : Influence du mode de préparation sur le comportement mécanique non-drainé d'un sable lâche. Structure et Comportement Mécanique des Géomatériaux; Colloque René Houpert, Nancy.

Casagrande A. (1936): « caractéristique of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills», Journal of the Boston Society of Civil Engineers.pp. 257-276.

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

Castro, G.1969.Liquefaction of sands. Harvard Soil Mechanics Series,n°81,Cambridge,Mass.

Castro, G.1975.Liquefaction and mobility cyclique of saturated sands.11F,1T,2OR :Castro, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE101 (GT6) :551-69.doi :10.1016/0148-9062(75)92422-5.

Castro et Poulos (1977) : « Factors affecting liquefaction and cyclic mobility», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N°GT6, pp. 505-515.

Castro G., Enos J.L., France J.W. & Poulos S.J. (1982): « Liquefaction induced by cycling loading», National Science Foundation, NSF/CEE-82018.

Castro, G., Poulos, S.J., & Leathers, F.D., (1985) : Re-examination of slide of lower San Fernando Dam, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111., No. 9, pp. 1093-1107.

Castro, G., Seed, R., Keller, TH., (1992) : Steady-state strength analysis of lower san Fernando Dam Slide. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118., No. 3, pp. 406-427.

Chang, N. Y., Yeh, S. T. & Kaufman, L. P. (1982) : Liquefaction Potential of Clean and Silty Sands. *3rd International Earthquake Microzonation Conference*.

Chaney R.C. (1978). «Saturation effects on the cyclic strength of sand», Earthquake Engineering and Soil dynamics, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.

Chaney.r.c.1978 : Saturation effect on the cyclic strength of sand.Earthquake Engineering and soil Dynamics,ASCE 1 :342-58

Chemmam.M, Arab.A, Belkhatir.M&Bouferra.R (2015) : Behavior of loose silty sand of Chlef river :effect e flow plastic fine contents and other parameters,Marine Georesources et Geotechnology.doi :10.1080/1064119x.2015.1014983.

Chillarige, AR, Morgenstern, N.R., Robertson, P.K., & Christian, H.A., (1997) : Seabed instability due to flow liquefaction in the Fraser River Delta. Can. Geotech. J. 34, pp. 520-533.

Chillarige, AR, Robertson, P.K., Morgenstern, N.R., &Christian, H.A., (1997) :Evaluation of the in situ state of Fraser River Sand. Can. Geotech. J. 34, pp. 510-519.

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

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

Colliat J.L. (1986) : «Comportement des matériaux granulaires sous forte contraintes, influence de la nature minéralogique du matériau étudié», Thèse de doctorat de spécialité, IMG, Grenoble.

Creswell A., Barton M.E. & Brown R. (1999): «Determining the maximum density of sands by pluviation», American Society for Testing and Materials, Vol. 22, N° 4, pp. 324-328.

Cubrinovski, M. and K Ishihara.2002: Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soil Found* 42(6):65-78.

Della N. (2010). Etude Expérimentale du Comportement à la Liquéfaction du Sol de Chlef, Thèse de doctorat, Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef. PP 82.83.

Della N, Arab A, Belkhatir M et Missoum H. (2011). «Influence de la méthode de reconstitution d'un sable lâche sur la résistance statique à la liquéfaction». XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen, 29 au 31 Mai 2011.

Della N, Arab A, and Belkhatir M. (2011b).Laboratory investigation on the effect of overconsolidation and saturation on undrained monotonic shear behavior of granular material. *Journal of Marine Georesources and Geotechnology* 29 :218-229. doi :10.1080/1064119x2011.555708.

Della N, Arab A, and Belkhatir M. (2011a).A laboratory study of the initial structure and the overconsolidation effects on the undrained monotonic behavior of sandy soil from Chlef region in northern Algeria. *Arabian Journal of Geosciences* 4(5-6) :983-991. doi :10.1007/s12517-010-0178-2

Djafar, et al.2011.Undrained behaviour of silty sand: Effect of the over consolidation ratio. *Arabian Journal of Geosciences* doi: 10.1007/s12517-011-0365-9

Di prisco, C., Matiotti, R., & Nova, R., (1995) : Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. *Géotechnique* 45, No. 3, pp. 479-496.

Doanh, T., Ibraim, E., & Matiotti, R., (1997) : Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. Part 1: Experimental observations. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*. Vol. 2, pp. 47-70.

Dupla J.C. (1995). «Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable», Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 423p.

Erten, D. & Maher, M. H. (1995a) : Cyclic Undrained Behaviour of Silty Sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14, 115 - 123.

Erten, D. & Maher, M. H. (1995b) : Liquefaction Potential of Silty Soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VII*.

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

Finn, W.L., R.H. Ledbetter, and G. Wu (1994). Liquefaction on silty soils design and analysis. Ground failures under seismic condition, Geotechnical special publication N44, ASCE, 51-76.

Gupta, A.K. (2009). Effect of particles size and confining pressures on breakage and strength parameters of rockfill materials. EJGE, 14. Bund. H.

Hanifi Missoum, Belkhatir Mostefa, Bendani Karim. (2011). Undrained shear strength response under monotonic loading of Chlef (Algeria) sandy soil. Arabian Journal of Geosciences 15 (8) :1335-42. doi :10.1007/s12517-011-0387-3.

Hazen, A., (1920) : Hydraulic fill dams. ASCE transactions, Vol. 83, pp. 1713-1745.

HUANG, Y. T., HUANG, A. B., KUO, Y. C. & TSAI, M. D. (2004) : A Laboratory Study on the Undrained Strength of a Silty Sand from Central Western Taiwan. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 733 - 743.

Ishihara K., Tatsuoka F. & Yasuda S. (1975) : « Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses », Soils and Foundations, Vol. 18, N°1, pp. 57-72

Ishihara, K., Sodekawa, M. & Tanaka, Y. (1978) : Effects of Overconsolidation on Liquefaction Characteristics of Sands Containing Fines. Dynamic Geotechnical Testing, 246 - 264

Ishihara K. (1993): « Liquefaction and flow failure during earthquakes », The 33rd Rankine lecture, Geotechnique, 43(3), pp. 351-415.

Ishihara K. & Okada S. (1978): « Effects of stress history on cyclic behaviour of sands », Soils Found., 18(4), pp. 31-45.

Ishihara, K. & Koseki, J. (1989) : Discussion on the cyclic shear strength of fines-containing sands. *Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio de Janeiro, Brazil.

Ishihara K, Tsuchiya, H., Huang, Y et Kamada, K. (2001). «Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation. » Proc. 4th Conf. Recent Advances in Geotech. Earth. Engg., Keynote Lecture.

Ishihara K, Tsukamoto Y et Kamada K. (2004). «Undrained behavior of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading. » Proc. Conf., Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena , 2004, p.27-39.

Kenny, T. C. (1977) : Residual strength of mineral mixtures. ICSMFE 9. Tokyo.

Koester J.P. (1994). «The Influence of Fine Type and Content on Cyclic Strength»

Ground Failures under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication No. 44, ASCE, pp. 17-33.

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

Kramer, S.L. & Seed, H.B. (1988) : Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114., No. 4, pp. 412-430.

Krim,A., Zitouni el abidine, Arab,A and Belkhatir M.2012. Identification of the behaviour of sandy soil to static liquefaction and microtomography. Arabian Journal of Geosciences 6:2211-24.doi:10.1007/s12517-012-0534-5.

Kuerbis, R., D.Negussey, and V.P.Vaid 1988. «Effect on gradation and fines content on the undrained response of sand», proceedings hydraulic fill structures, Fort Collins, USA, 330-345.

Ladd R.S. (1974). « Specimen Preparation and liquefaction of sands », Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 100, N° GT 10, pp. 1180-1184.

Ladd R.S. (1977). « Specimen Preparation and cyclic stability of sands », Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 103, N° GT 6, pp. 535-547.

Lade, P. V., Liggi JR, C. D. & Yamamuro, J. A. (1998) Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand. Geotechnical Testing Journal, 21, 336 - 347.

Lade, P. V. & Yamamuro, J. A. (1997) : Effects of Nonplastic Fines on Static Liquefaction of Sands. Canadian Geotechnical Journal, 34, 918 - 928.

Ladd R.S. (1978). « Preparing test specimen using under compaction », Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 1, pp. 16-23.

Lade, P.V. & Duncan J.M. (1973). «Cubical triaxial tests on cohesionless soil» Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE, vol. 99, N° SM, pp.793-812.

Lade, P.V. & Yamamuro J.A. (1997). « Effects of nonplastic fines on static liquefaction sands », Canad. Geotech. Journal, Ottawa 34, pp. 918-928.

Lancelot, L., I Shahrour, and M.Al Mahmoud.1996. Comportement du sable d'Hostun sous faible contraintes. Revue Francaise de Géotechnique 74:63-74.

Law, K.T. and Ling, Y.H. 1992. Liquéfaction of granular soils with non-cohesive and cohesive fines. Proceeding of the tenth world conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, 1491-96.

Luong, P.M., (1980) : Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. Revue Française de Géotechnique No. 10, pp. 39-53.

Matiotti, R., Ibraim, E., & Doanh, T., (1996) : Comportement non drainé du sable Hostun RF très lâche en consolidation anisotrope. *Revue Française de Géotechnique* N 75, pp. 35-46.

Marachi, N, D.,C.K.Chan and H.B.Seed. (1972): «Evaluation of properties of rockfill materials.Journal of Soils Mechanics and foundations Division » ASCE98 (1):95-114.

Mitchell, J. K. (1993) : Fundamentals of Soil Behavior, New York, John Wiley & Sons

Mohamad, R., & Dobry, R., (1986) : Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112., No. 10, pp 941-958.

Mullilis J.P., Townsend F.C., & Horz R.C. (1978): « triaxial testing techniques and sand liquefaction», ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279.

Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M. & Salgado, R. (2007) : Undrained Monotonic Response of Clean and Silty Sands. *Geotechnique*, 57, 273 - 288.

Naeini, S. A. & Baziar, M. H. (2004) : Effect of Fines Content on Steady-state Strength of Mixed and Layered Samples of a Sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 181 - 187.

Rahman, M. M. & LO, S.-C. R. (2007) : Equivalent Granular Void Ratio and State Parameters for Loose Clean Sand with Small Amount of Fines. 10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics. Brisbane.

Papadopoulou, A. & Tika, T. (2008) : The Effect of Fines on Critical State and Liquefaction Resistance Characteristics of Non-plastic Silty Sands. *Soils and Foundations*, 48, 713 - 725.

Prakash S. & Sandoval J.A. (1992): « Liquefaction for low plasticity silts», *Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 71(7), pp.373-397.

Pitman, T.D., P.K.Roberston, and D.C.Sego.1994: «Influence of fines on the collapse of loose sands», *Canadian Geotechnical Journal* 321:772-92.doi:10.1139/94-084.

Poulos S.J. (1981) : «The steady of deformation», *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.

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

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

Puri V.K. (1990) : « Liquefaction aspects of loessial soils », Proc., 4th U. S. Nat. Conf. on

Earthquake Engineering Research Inst., El Cerrito, California, 3, 755-762.

Rahman, M. M. & LO, S.-C. R. (2007) : Equivalent Granular Void Ratio and State Parameters for Loose Clean Sand with Small Amount of Fines. *10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*. Brisbane.

Reynolds O., 1885 : On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact, with experimental illustrations. *philosophical Magazine, Serie 5, 20, pp.469-481*.

Roscoe K.H., Schofield A.N. & Wroth CP (1958): « On the yielding of soils », *Geotechnique*, Vol.8, N°1, pp.22-53.

Schlosser, F., (1985) : Liquéfaction de veines de sable dans des talus sous – marins. XIth Int. Soil. Mech. Conf., San Francisco.

Shen, C. K., Vrymoed, J. L. & Uyeno, C. K. (1977) : The Effect of Fines on Liquefaction of Sands. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Sean David Rees(2010) : « Effects of fines on the undrained behaviour of christchurch Sandy soils », Thèse de doctorat en génie civil a université New Zealand.

Seed, H.B., & Idriss, I.M., (1967) : Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, No. SM 3, pp. 83-108.

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

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

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

Sesd man R.,1987 : Strength implications of the crystalline and osmotic swelling of clays in shales. *Int.J.Rock Mech.Min.Sci .& Geomech.Abstr.,v.24,n°6,pp.357-363*

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

Seed H.B., & Harder L.F. (1990): «SPT based anal²ysis of cyclic pore pressure generation an undrained residual strength, *Proceedings, Memorial Symposium of H.B. Seed*», vol.2, pp. 351-376.

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.

Sladen J.A., D'Hollonder R.D., Krahn J. & Mitchell D.E. (1985b): « Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides», Canadian Geotechnical Journal., Vol.22, pp. 579-588.

Sladen J.A., & Handford G. (1987): « A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands», Canadian Geotechnical Journal., Vol.24, pp. 462-466.

Tatsuoka, F. & Haibara, O. (1985) : Shear Resistance Between Sand and Smooth or Lubricated Surfaces. Soils and Foundations, 25, 89 - 98.

Thevanayagam, S. (1998) : Effects of Fines and Confining Stress on Undrained Shear Strength of Silty Sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124, 479 - 491.

Thevanayagam, S. (1999) : Role of Intergrain Contacts, Friction, and Interactions on Undrained Response of Granular Mixes. International workshop on Physics and Mechanics of Soil Liquefaction, September 1998. Baltimore.

Thevanayagam, S. & Martin, G. R. (2002) : Liquefaction in Silty Soils - Screening and Remediation Issues. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 1035 – 1042

Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. & Liang, J. (2002) : Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128, 849 - 859.

Troncoso, J. H. & Verdugo, R. (1985) : Silt Content and Dynamic Behaviour of Tailing Sands. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Troncoso J.H. (1990): « Failure risks of abandoned tailings dams», proceedings, Int. Symp. on safety and rehabilitation of Tailings Dams, CIGB ICOLD, Sydney, Australia, pp.34-47.

Vaid P.Y. & Finn W.D.L. (1979): « static shear and liquefaction potential», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 107, N°GT7, pp. 1003-1008.

Vaid Y.P. & Chern J.C. (1983) : « Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sands», Soil Dynamics and earthquake engineering, Vol. 2, N° 3, pp. 171-177.

Vaid P.Y. & Negussey D. (1984): «Relative density of pluviated sand samples», Soils and Foundations, Vol. 24, N° 2, pp. 101-105.

Vaid, Y.P., & Chern, J.C., (1985) : Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands. Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions ASCE, Convention, Detroit, Michigan, pp. 120-147.

Vaid, Y.P., Chung, E.K.F., & Kuerbis, R.H., (1989) : Preshearing and undrained response of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 4, pp. 49-61.

Vaid, Y. P. (1994) : Liquefaction of Silty Soils. *Geotechnical Special Publication*, 1 - 16.

Vaid P.V. & Sivathayalan S., (1995): «Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, pp.1017-1020.

Verdugo, R., (1992) : Characterisation of sandy soil behavior under large deformation. Ph.D. Thesis of University of Tokyo, 429 p.

Verdugo, R., (1992) : The critical state of sands. Discussion. *Géotechnique* 42, No. 4, pp. 655-658.

Verdugo, R., & Ishihara, K., (1996) : The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp. 81-91.

Yamamuro, J. A. & Covert, K. M. (2001) : Monotonic and Cyclic Liquefaction of Very Loose Sands with High Silt Content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, 314 - 324.

Yamamuro, J. A. & Lade, P. V. (1997) : Static Liquefaction of Very Loose Sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 905 - 917.

Yang, S., Lacasse, S. & Sandven, R. (2006a) : Determination of the Transitional Fines Content of Mixtures of Sand and Non-plastic Fines. *Geotechnical Testing Journal*, 29, 102 - 107.

Yang, S. L., Sandven, R. & Grande, L. (2006b) : Steady-state Lines of Sand-silt Mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 43, 1213 - 1219.

Yamamuro J.A, Wood F.M. & Lade P.V. (2008): «Effect of depositional method on the microstructure of silty sand», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 45, N° 11, pp. 1538–1555.

Yasuda, N., Matsumoto, N., Yoshioka, R-I., & Takahashi, M., (1997) : Undrained monotonic and cyclic strength of compacted rockfill material from triaxial and torsional simple shear tests. *Canadian Geotechnical*, J. 34, pp. 357-367.

Yoshimi & Oh-Oka (1975): «Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand», *Soils and Foundations*, vol. 15, N° 3, pp. 27-40.

Yoshimine, M., & Ishihara, K., (1998) : Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, pp. 189-198.

Yoshimine, M., Ishihara, K., & Vargas, W., (1998) : Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behaviour of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, pp. 179-188.

Zlatovic, S. (1994) : Residual Strength of Silty Soils. Department of Civil Engineering. Tokyo, University of Tokyo

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