

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Par

BRAHIM Abdelkader

Thème :

**EVALUATION EN LABORATOIRE DE LA PERFORMANCE
D'UN SABLE LIMONEUX RENFORCÉ PAR FIBRES ET
GEO-SYNTHÉTIQUES**

Soutenu le 23 Mai 2017 devant le jury composé de :

GHRICI Mohamed	Professeur	UHB Chlef	Président
ARAB Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
DELLA Noureddine	MCA	UHB Chlef	Co-Rapporteur
HANIFI Missoum	Professeur	Université Mostaganem	Examineur
HARICHANE Khelifa	MCA	UHB Chlef	Examineur
ZITOUNI Zein El Abeidine	MCA	USD Blida	Examineur

Avant Propos

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 de 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 remercie également Dr. Noureddine DELLA 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.

Je tiens particulièrement à exprimer mes chaleureux remerciements à Mr Ghrici Mohamed professeur au département de Génie Civil de l'université de Chlef pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse, je le remercie également pour ses encouragements et ses conseils motivants.

Je remercie vivement Monsieur Hanifi Missoum professeur à l'Université de Mostaganem d'avoir accepté d'examiner cette thèse, qu'il trouve ici toute ma reconnaissance et gratitude.

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

Je tiens aussi à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur Zitouni Zein Elabeidine maître de conférences à l'université de Blida, m'a fait le plus grand plaisir de participer au jury et d'examiner ce travail, je tiens à le remercier vivement.

A tous mes collègues du département de génie civil et plus spécialement du laboratoire des sciences des matériaux et environnement : A.Djafar Henni, M.Belkhatir, M. Mekkakia et Y.Benghalia 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.



Brahim Abdelkader

Dédicaces

*A ma mère (**Kheira**) et mon père qui m'ont toujours entouré de leur affection et encouragement, mes frères et sœurs pour leurs soutiens.*

A tous mes cousins ainsi que mes amis qui m'ont encouragé durant tout ce travail.

SOMMAIRE

Résumé en Arabe	I
Résumé	II
Abstract	III
Notations.....	IV
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux.....	XI
Introduction générale.....	1

CHAPITRE 1

Etude bibliographique

1.1 Introduction.....	6
1.2 Rappel des notions de base.....	6
1.3 Principe de l'essai triaxial.....	7
1.4 Principaux concepts rhéologiques des sols	8
1.4.1 Contractance et dilatance.....	8
1.4.2 Ligne d'instabilité.....	9
1.4.3 Etat critique.....	11
1.4.4 Etat caractéristique	13
1.5 Etude du comportement des sables sous chargement monotone et cyclique.....	14
1.5.1 Comportement des sables sous chargement monotone.....	14
1.5.1.1 Essai Drainé.....	14
1.5.1.2 Essai non Drainé.....	15
1.5.2 Comportement des sables sous chargement cyclique.....	18
1.5.2.1 Essai Drainé.....	18
1.5.2.2 Essai non Drainé.....	19
1.6 Types des ruptures dans les matériaux granulaires.....	21
1.6.1 Rupture localisée.....	21
1.6.2 Rupture diffuse.....	23
1.7 Paramètres influents sur la réponse mécanique.....	23
1.7.1 Etat de contrainte actuel.....	24
1.7.2 Influence de la densité relative.....	25
1.7.3 Influence de La pression de confinement.....	26
1.7.4 Influence de la saturation.....	27
1.7.5 Influence des fines.....	29
1.7.6 Influence de la méthode de préparation des échantillons.....	31
1.7.7 Influence du pré-chargement.....	32
1.7.8 Influence de la surconsolidation.....	34
1.8 Méthodes d'Amélioration de la Résistance des sols.....	38
1.8.1 Amélioration par densité relative.....	38
1.8.1.1 Compactage par explosifs.....	38
1.8.1.2 Compactage par Vibroflotation.....	38
1.8.1.3 Compactage dynamique.....	38
a. Compactage Dynamique à Haute Energie.....	39
1.8.2 Amélioration par inclusion de micro-pieux de sable compacté (SCP).....	39
1.8.3 Amélioration des conditions de drainage.....	40
1.8.4 Amélioration par Inclusions de nappes de géosynthétiques.....	41
1.8.4.1 Amélioration par inclusion des nappes de géotextile.....	41
1.8.4.2 Amélioration par couche sandwich.....	45

1.8.4.3 Amélioration par inclusion de fibres et mailles géo synthétiques.....	49
1.8.4.4 Renforcement géo-synthétiques	52
1.8.5 Amélioration des sols par pré-chargement.....	54
1.8.6 Amélioration par fibres polypropylène.....	54
1.8.7 Amélioration du module de déformation d'un terrain par les colonnes ballastées.....	58
1.9 Conclusion.....	59

CHAPITRE 2

Dispositif Expérimental et Mode Opérateur

2.1 Introduction.....	62
2.2 Dispositif expérimental.....	62
2.2.1 Présentation générale de l'appareil triaxial.....	62
2.2.1.1 Le moule de fabrication des échantillons.....	63
2.2.1.2 Système de mesure.....	64
2.2.1.3 Système d'anti frettage.....	65
2.2.1.4 Système d'accrochage	66
2.2.2 Présentation générale de la boîte de cisaillement directe.....	67
2.2.2.1 Essai de cisaillement a la boîte de casagrande.....	68
2.2.2.2 Objectif et exigences.....	68
2.3 Mode opératoire.....	69
2.3.1 L'appareil triaxial.....	69
2.3.1.1 Préparation de l'échantillon.....	69
2.3.1.2 Mode de dépôt.....	69
a. Déversement à sec (DS).....	71
b. Sédimentation (WS).....	71
c. Placement humide (MP).....	72
d. Préparation par sous compaction	72
2.3.1.3 Dispositif de pluviation du sable.....	73
2.3.1.4 Saturation de l'échantillon.....	73
2.3.1.5 Consolidation.....	74
2.3.2 L'appareil de cisaillement direct.....	75
2.3.2.1 Préparation de l'échantillon	75
2.3.2.2 Lecture.....	75
2.4 Matériaux Utilisés.....	76
2.5. Programme d'essais	79
2.5.1 A l'aide de l'appareil triaxial.....	79
2.5.2 A l'aide de l'appareil de cisaillement.....	79
2.6 Répétabilité des essais.....	80
2.6.1 A l'appareil triaxial.....	80
2.6.2 A l'appareil de la boîte de cisaillement.....	81
2.6. Conclusion.....	81

CHAPITRE 3

Résultats de compression drainée sur sable lâche renforcé

3.1 Introduction.....	83
3.2 Résultats des essais de compression drainée.....	83
3.2.1 Influence du confinement.....	83
3.3 Influence de la méthode de préparation.....	87

3.4 Conclusion.....	93
---------------------	----

CHAPITRE 4

Résultats des essais Lâches et denses renforcés par géotextiles

4.1 Introduction.....	95
4.2 Influence du nombre de géotextile sur rapport de contrainte.....	95
4.3 Influence du type de géotextile sur la résistance au cisaillement.....	99
4.4 Influence du mode d'orientation du géotextile sur la résistance au cisaillement.....	101
4.5 Résultats des essais drainés sur sable renforcé moyennement dense.....	105
4.6 Résultats des essais drainés sur sable renforcé dense.....	113
4.7 Essais non drainés.....	116
4.7.1 Influence de la densité relative.....	116
4.7.1.1 Résultats des essais lâches.....	116
4.7.1.2. Résultats des essais moyennement denses.....	117
4.8 Conclusion.....	120

CHAPITRE 5

Résultats des essais moyennement denses et lâche

5.1. Introduction.....	122
5.2 Résultats des essais de cisaillement.....	122
5.2.1. Essais sur sable propre.....	122
5.2.2. Influence de la teneur en fibres (F_{FV}).....	125
5.2.3. Influence de la densité relative sur le mélange sable-fibres de verre.....	129
5.3. Conclusions	130
Conclusions générales	131
Références Bibliographiques.....	134

ملخص

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

الجزء الأول يعرض تحليل مختلف الاعمال المنجزة لسلوك التربة الرملية في التأثير على المعالم الرئيسية كمقاومة القص وحجم الجسيمات ، كثافة النسبية ، التشبع ، تاريخ التحميل وتوطيد الإفراط في مرحلة ما قبل القص. كما يناقش بقدر كبير من التفصيل مختلف أساليب تحسين التربة مثل تكثيف التربة ، الاعمدة الصلبة ، الصرف ، عمود الحجر و الاعمدة الجغرافية الاصطناعية .

الجزء الثاني يحتوي على شرح طريقة العمل و الاجهزه المستعملة في التجارب بالإضافة إلى طريقة قياس دقة النتائج المستحصلة من هذه التجارب و خصائص التربة المستعملة.

ويعرض الجزء الثالث نتائج الفحوصات على كثير من العينات الفضاضة والمعززة بطبقات من الترسية الارضية ، كما يناقش تأثير حصر التوتر وطريقة التحضير على سلوك التربة. كما أظهرت الاختبارات بأن الزيادة في حصر التوتر وعدد طبقات الترسية الارضية تؤثر على قوة القص بشكل كبير بحيث تزيد في مقاومة القص في حين وجود الترسية الارضية يمنع التشوّهات وبالتالي زيادة التقلص . وأظهرت النتائج بان مقاومة القص تنقص في العينات الفضاضة المحضرة بالطريقة الرطبة عكس طريقة التعبئة الجافة التي تظهر مقاومة لاياس بها.

ويتطرق القسم الرابع الى دراسة تأثير الكثافة النسبية والضغط الحصر على سلوك التربة الرملية المعززة. وأظهرت هذه النتائج أن حصر التوتر والكثافة النسبية يؤثران على قوة التربة. بحيث نجد ان قوة القص تزيد بشكل ملموس في الحالة الكثيفة مع زيادة حصر التوتر و عدد الطبقات الترسية الارضية.

يعرض القسم الخامس نتائج الفحوصات على عينات من التربة الرملية السائبة (الهشة) والكثيفة نسبياً المقوات بالألياف الاصطناعية. الاختبارات اظهرت بأن الزيادة في الاجهاد والألياف تزيد في قوة القص الى عتبة معينة ثم ترجع.

كلمات المفتاح: رمل، الترسية الارضية، حجم الحبوب، الكثافة، حصر التوتر، الاحتواء، التمدد ، التقلص، الياف الاصطناعية .

RESUME

Le travail réalisé dans cette thèse concerne l'étude en laboratoire du comportement des sols renforcés. Il comprend cinq parties :

La première partie comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols. Dans un premier lieu il a été présenté l'influence des principaux paramètres sur la résistance au cisaillement comme la granulométrie, la densité relative, la présence des fines, la saturation, l'histoire de chargement, le pré-cisaillement et la surconsolidation; ensuite on traite les différentes méthodes d'amélioration des sols telle que la densification des sols, les inclusions rigides, drainage, colonne ballastée et les inclusions géo synthétiques (géotextile, fibres ...).

La seconde partie présente l'appareillage utilisé, le mode opératoire suivi et le matériau utilisé. Les essais de répétabilité effectués ont permis de vérifier le bon fonctionnement de l'appareillage et la bonne maîtrise du mode opératoire.

La troisième partie présente les résultats des essais monotones sur sable lâche renforcé par des nappes de géotextile et discute l'influence de la contrainte de confinement et de la méthode de préparation sur la réponse drainée. Les essais montrent que l'augmentation de la contrainte de confinement et le nombre d'inclusions de géotextile affecte d'une manière importante la résistance au cisaillement se traduisant par une augmentation de la résistance au cisaillement, tandis que la présence du géotextile empêche les déformations radiales et par conséquent la contractance augmente. Les résultats montrent que les échantillons préparés par la méthode de damage humide présente une résistance moins grande que aux préparés par la méthode de déversement à sec.

La quatrième partie présente une étude de l'influence de la densité relative et de la contrainte de confinement sur le comportement drainée et non drainée du sable renforcé de Chlef. Les résultats montrent que la contrainte de confinement et la densité relative affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement du sol. La phase de contractance augmente avec l'augmentation du confinement et avec le nombre du géotextile.

La cinquième partie présente les résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande sur le sable lâche et le sable moyennement dense renforcé par des fibres. Les essais montrent que l'augmentation de la contrainte normale et de la teneur en fibres affecte d'une manière importante la résistance au cisaillement. Elle augmente jusqu'à un certain seuil puis elle diminue.

Mots clés : Sable, géotextile, granulométrie, densité, drainé, confinement, contractance, dilatance, fibres du verre.

ABSTRACT

The work in this thesis concerns the laboratory study of reinforced sandy soil with geotextile shearing under monotonic test. It consists of five parts:

The first part includes a literature review of the work on rheology of sand; then it shows the influence of the main parameters on the resistance of soil as the particle size, relative density, fines content, saturation, loading history, the pre-shearing and over-consolidation. It also displays in great detail the different soil improvement methods such as soil densification, rigid inclusions, drainage, stone column and geo synthetic inclusions (geotextile, fiber ...).

The second part presents the equipment used, the procedure and the material used. The tests of repeatability were carried out to check the good performance of the equipment and the good control of the procedure.

.The third part presents the results of monotonic tests on loose sandy soil reinforced with layers of geotextile and discusses the influence of confining stress and the preparation method on the drained response. The tests show that the increase in confining stress and the number of geotextile inclusions affect significantly the shear strength resulting in an increase in the resistance, while the presence of the geotextile prevents deformations radial and therefore contractiveness increases. Results show samples prepared by the wet method of placement has a less strength than that prepared by the dry packing method.

The fourth section presents a study of the influence of the relative density and confining stress on drained and undrained behaviors of reinforced sandy soil. The results show that the confining stress and relative density affects greatly the shear strength of the sandy soil. Dilatancy dense samples decreases with increasing confining pressure and with number of the geotextile.

The fifth part presents the results of the shearing tests on loose and moderately dense sand reinforced by geosynthetic fibers. The tests show that the increase in confinement stress and fiber content affects significantly the shear strength resulting in an increase in shear strength until up a certain threshold and then decreases.

Key words: Sand, geotextile, grain size, density, drained, undrained, confining, contractiveness, dilatancy, fibers.

Notation

ρ_s (grs/cm ³)	Masse spécifique des grains solides
e	Indice de vide.
e_{\max}	Indice de vide maximal.
e_{\min}	Indice de vide minimal
ε_{ij}	Composantes du tenseur de déformations.
ε_1	Déformation axiale.
$\varepsilon_2, \varepsilon_3$	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)	Préssion interstitielle.
Δu (kPa)	Variation de la pression interstitielle
q (kPa)	Déviateur, pour un essai triaxial : $q = \sigma_1 - \sigma_3$.
q_{\max} et q_{\min}	Valeur du déviateur maximal et minimal.
$q'_m / 2p'_c$	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
R_{LC}	Résistance à la liquéfaction cyclique ($N_c = 15$ cycles).
K_0	Coefficient des terres au repos
σ'_h	Contrainte effective horizontale
σ'_v	Contrainte effective verticale.
τ_{hv}	Contrainte de cisaillement cyclique.
RCC (CSR)	Rapport de contrainte cyclique
OCR	Rapports de consolidation
F_{FV}	Fraction des fibres du verre
N_g	Nombres des couches du géotextile non tissé

N_{gtt}	Nombres des couches du géotextile tissé
R_q	Rapport de déviateur de contrainte
q_{Ng}	Déviateur de contrainte des échantillons renforcés par géotextile
q_0	Déviateur de contrainte des échantillons non renforcés
R_v	Rapport de la variation volumique
ε_{vNg}	Déformation volumique des échantillons renforcés par géotextile
ε_{v0}	Déformation volumique des échantillons non renforcés
S_{Rq}	La pente de la droite qui représente R_q
S_{Rv}	La pente de la droite qui représente R_v
τ	Contrainte de cisaillement
σ_n	Contrainte normale
C (kPa)	La cohésion
Φ (°)	L'angle de frottement
AP	La méthode de pluviation d'air (Déversement à sec)
MT	La méthode damage humide

LISTES DES FIGURES

Figure 1. 1 : Champs de contrainte appliqués à une éprouvette triaxiale.....	6
Figure 1. 2 : Principaux chemins de contrainte d'un essai triaxial.....	7
Figure 1. 3 : Etat de contraintes en compression et en extension (Bishop, 1966).....	8
Figure 1. 4 : Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano. 2001).....	9
Figure 1. 5 : Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade. 1997).....	10
Figure 1. 6 : Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade, 1997).....	11
Figure 1.7 : Comportement contrainte-déformation durant des essais triaxiaux en conditions drainées sur des échantillons lâche et dense d'un sable typique (Holtz et Kovacks, 1991).....	11
Figure 1.8 : Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement Direct (d'après Casagrande, 1936).....	12
Figure 1.9 : Schéma de comportement de sols lâches et denses soumis à chargement monotone ou dynamique en conditions saturées (Kramer, 1996).....	12
Figure 1.10 : Représentation des droites caractéristiques dans le plan (q, p') (Luong 1980).....	13
Figure 1.11 : Etat caractéristique d'un essai drainé (d'après Touati, 1982).....	14
Figure 1.12 : Etat caractéristique d'un essai non drainé (d'après Mohkam 1983).....	14
Figure 1.13 : Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1965).....	15
Figure 1.14 : Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1965).....	15
Figure 1.15 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande, 1975).....	16
Figure 1.16 : Variation du volume sous chargement monotone.....	17
Figure 1.17 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (d'après Luong, 1978).....	18
Figure 1.18 : Comportements cycliques drainés des sables (d'après Luong, 1980).....	18
Figure 1.19 : Variation de volume sous chargement cyclique (Luong, 1980).....	19
Figure 1.20 : Comportement du sable en condition non drainée (d'après Luong, 1980).....	20
Figure 1. 21 : Rupture par bande de cisaillement,(a) in situ ; (b) lors d'un essai triaxial sur le sable d'Hostun HN31.....	22
Figure 1. 22 : Epaisseur de la bande de cisaillement (Oda et Kazama. 1998).....	22
Figure 1. 23: Rupture diffuse, Glissement de terrain en rupture diffuse, Santa Tecla Salvador, 2001 ; Basculement de Bâtiment à El Asnam, Algérie en 1980.....	23
Figure 1.24 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos.....	24
Figure 1.25 : Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction (d'après Seed et peacock 1971).....	24
Figure 1.26 : Essais triaxiaux monotones non drainé sur sable (d'après Castro et al 1969).....	26
Figure 1.27 : Influence de la contrainte de confinement sur l'évolution du comportement non drainé (d'après Yoshimin et al 1998).....	27
Figure 1.28 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux (d'après Yochimi et al 1998).....	28
Figure 1.29 : Influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur le comportement non drainé du sable d'Hostun Rf (Arab 2008).....	29
Figure 1.30 : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure. Compressible de sable lâche à faible pourcentage de fines (d'apres Lade et Yamamuro 1997).....	30
Figure 1.31 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon (Arab 2009)..	31
Figure 1.32 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed et Canou 2001).....	32
Figure 1.33 : Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, (q_s : déviateur, sable dense ($Dr = 70\%$); sable lâche ($Dr = 50\%$)) (d'après Hyodo et al 1991).....	32
Figure 1.34 : Influence d'un préchargement cyclique sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de	

Rass- limon SM (FC = 10%, Id = 0,65).....	33
Figure 1.35 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (d'après Ishihara et takutsu 1979).....	34
Figure 1.36 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun Bouferra et al.2007 (Bouferra et al.2000).....	34
Figure 1.37 : Influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-SM (FC = 10%) Arab 2008.....	35
Figure 1.38 : Préparation de l'échantillon par la méthode de pluviation à sec	36
Figure 1.39 : Préparation de l'échantillon par la méthode de placement humide.....	36
Figure 1.40 : Influence de la sur consolidation sur réponse du sable de Chlef avec de préssion de confinement de 100 kPa (Essai non drainé).....	36
Figure 1.41 : Variation de la déviateur de contrainte versus déformation axiales (essais non drainé) sur le sable de Chlef ($p_c = 100$ kPa ; $D_r = 52\%$)(a) OCR = 1, (b) OCR = 2, (c) OCR = 4.....	37
Figure 1.42 : Evolution de la pression interstitielle et de l'accélération en fonction du temps (Akiyoshi et al. 1993).....	40
Figure 1.43 : Influence du drainage sur la variation de la pression interstitielle (Watari et Fujiwara, 1977).....	41
Figure 1.44 Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction (Vercueil et al 1997),.....	43
Figure 1.45 : Valeurs minimales de pression interstitielle ($R = 0.235$, $R = 0.285$, $R = 0.325$) (Vercueil et al 1997),.....	43
Figure 1.46 : Influence d'épaisseurs de couches de sable sur le déviateur ($\sigma_{3c} = 110$ kPa, renforcement avec du géotextile tissé) (d'après Unnikrishnan et al 2002).....	44
Figure 1.47 : Influence du matériau de renforcement sur le déviateur maximal développé ($\sigma_{3c} = 110$ kPa (d'après Unnikrishnan et al 2002).....	45
Figure 1.48 : Influence de la pression de confinement sur le déviateur maximal développé (renforcement avec du géotextile tissé) (d'après Unnikrishnan et al 2002).....	45
Figure 1.49 : Evolution du potentiel d'amélioration cyclique renforcé (CIR) avec micro-grilles à un niveau de contrainte cyclique = 100 KPa (d'après Unnikrishnan et al 2002).....	46
Figure 1.50 : Influence de la contrainte déviateoire cyclique sur le potentiel d'amélioration cyclique (d'après Unnikrishnan et al 2002).....	47
Figure 1.51 : Influence de la teneur de fibres sur la résistance à la liquéfaction (d'après Boominathan et Hari 2002).....	47
Figure 1.52 : Effet de la proportion "AR" sur la résistance à la liquéfaction du FLY ASH renforcé ($\sigma_{3c} = 40$ kN/m ² , CSR = 0.3, teneur en maille= 2%) (D'après Boominathan et Hari 2002).....	48
Figure 1.53 : Effet du type de renforcement sur la résistance à la liquéfaction ($\sigma_{3c} = 40$ kN/m ² , CSR = 0.3, teneur fibre/maille= 2%) (D'après Boominathan et Hari 2002).....	49
Figure 1.54 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la déformation axiale pour le sol renforcé (Madhavi et Vidia 2006).....	50
Figure 1.55 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte de confinement pour le sol renforcé (Hosseinpoor et al. 2010).....	50
Figure 1.56 : Effet du type de renforcement sur la résistance à la liquéfaction ($\sigma_{3c} = 40$ kN/m ² , CSR = 0.3, teneur fibre/maille= 2%) (D'après Boominathan et Hari 2002).....	51
Figure 1.57 : (a) variation de la contrainte de cisaillement avec déplacement horizontal pour les échantillons légèrement compactés et (b) évolution de déformation verticale (contrainte normale de 54,8 kN / m).....	51
Figure 1.58 : Déviateur de contrainte en fonction de déformation axiale (%), Renforcement par des couches des plastiques (50, 100 ,200kPa) ($D_r = 60\%$).....	52
Figure 1.59 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la déformation axiale pour le sol renforcé (Madhavi et Vidia 2006).....	53

Figure 1.60 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte de confinement pour le sol renforcé (Hosseinpoor et al. 2010).....	53
Figure 1.61 : principe de pré-chargement sur le contrôle des tassements (Liausu et al. 1995).....	54
Figure 1.62 : Le déviateur contrainte et déformation volumique (CD et $\sigma_c=100\text{KPa}$).....	55
Figure 1.63 : Le déviateur contrainte et la pression effective moyenne (CU et $\sigma_c=30\text{KPa}$).....	55
Figure 1.64 : Evolution de la résistance en fonction de la teneur en fibres (Hamidi et Hooresfand 2013)...	56
Figure 1.65 : (a) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence du teneur en fibres avec la classe S_1 , (b) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence de teneur en fibres avec la classe S_6 et ($Dr=50\%$).....	56
Figure 1.66 : Variation de la contrainte de cisaillement et du déplacement horizontal on fonction du déplacement vertical pour $Dr=65\%$ et $\sigma_n=100\text{kPa}$	57
Figure 1.67 : (a) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence du teneur en eau (ω), (b) la déformation verticale en fonction de déformation horizontale ($Dr=48\%$).....	57
Figure 1.68 : (a) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence du teneur en fibres (ρ), (b) Variation de contrainte de cisaillement l'influence de teneur en fibres (ρ) avec ($\omega=0.3$) et ($Dr=87\%$).....	58
Figure 1.69 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.....	59
Figure 2-1 : Dispositif expérimental utilisé.....	62
Figure 2.2 : Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée.....	63
Figure 2.3 : moule de fabrication des échantillons.....	64
Figure 2-4 : Coquilles du moule de fabrication des échantillons.....	64
Figure 2.5 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988).....	65
Figure 2.6 : Système d'anti frettage utilisé.....	66
Figure 2.7 : Système d'accrochage utilisé.....	67
Figure 2.8 : La boîte de cisaillement carrée de Casagrande.....	67
Figure 2.9 : Influence du mode de dépôt sur la réponse non drainée des sables Canou (1989) ; (b) Vaid et al. (1999).....	70
Figure 2.10 : Préparation par déversement à sec.....	71
Figure 2.11 : Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW).....	71
Figure 2.12 : Préparation par sous compaction.....	73
Figure 2.13 : Saturation avec de l'eau désaérée.....	74
Figure 2.14 : Phénomène de liquéfaction lors du séisme d'El Asnam (Chlef) 1980.....	76
Figure 2.15 : Courbe granulométrique du sable utilisée dans cette étude.....	77
Figure 2.16 : Type de renforcement : (a) Fibre de verre, (b) géotextile tissu, (c) géotextile non tissu.....	78
Figure 2.17 : Arrangement des nappes de géotextiles dans l'échantillon.....	79
Figure 2.18 : Arrangement des fibres de verres dans l'échantillon.....	80
Figure 2.19 : Vérification de la procédure expérimentale (Sable de Chlef, $Dr = 50\%$, $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$).....	80
Figure 2.20 : Vérification de la procédure expérimentale (Sable de Chlef, $Dr = 15\%$, $\sigma_n' = 200 \text{ kPa}$).....	81
Figure 3.1 : Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma_c = 50 \text{ kPa}$).....	84
Figure 3.2 : Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma_c = 100 \text{ kPa}$).....	84
Figure 3.3 : Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma_c = 200 \text{ kPa}$).....	84
Figure 3.4 : Mode de déformation des échantillons renforcés par une et trois couches de géotextile.....	85
Figure 3.5 : Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma_c = 50 \text{ kPa}$).....	86
Figure 3.6 : Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma_c = 100 \text{ kPa}$).....	86
Figure 3.7 : Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma_c = 200 \text{ kPa}$).....	86
Figure 3.8 : Influence de la méthode de préparation sur la résistance au cisaillement.....	87
Figure 3.9 : Effet du nombre de géotextiles sur le déviateur de contrainte	88
Figure 3.10 : variation of coefficient A and C versus contrainte de confinement.....	89
Figure 3.11 : Variation du rapport de contrainte versus nombre de géotextiles.....	90
Figure 3.12 : Variation du rapport de déformation volumique versus nombre de géotextiles.....	91

Figure 3.13: Evolution de l'angle de frottement interne mobilisé.....	92
Figure 3.14: Variation du module sécant versus nombre de géotextiles (échantillons préparés par AP)....	93
Figure 3.15: Variation du module sécant versus nombre de géotextiles (échantillons préparés par MT)....	93
Figure 4.1 : Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale (a) et radiale (b) (50 kPa).....	95
Figure 4.2: Déformation volumique normalisée versus déformation axiale et radiale (50 kPa).....	96
Figure 4.3: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale (a) et radiale (b) (100 kPa).....	97
Figure 4.4: Déformation volumique normalisée versus déformation axiale et radiale (100 kPa).....	97
Figure 4.5: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale (a) et radiale (b) (200 kPa).....	98
Figure 4.6: Déformation volumique normalisée versus déformation axiale et radiale (200 kPa).....	98
Fig. 4.7: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile tissé ($\sigma'_c = 100$ kPa).....	99
Figure 4.8: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (100 kPa).....	100
Figure 4.9: Mode de déformation des échantillons renforcés par une et trois couches de géotextiles tissés.....	100
Figure 4.10: Résistance du sable renforcé versus nombre de géotextile tissé et non tissé).....	101
Figure 4.11: Disposition du géotextile tissé dans le moule.....	102
Figure 4.12: Influence de la disposition du géotextile sur la réponse drainée du sable renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa).....	102
Figure 4.13: Résistance maximale et déformation volumique en fonction du nombre de géotextile.....	103
Figure 4.14: Evolution de l'angle de frottement	104
Figure 4.15: Effet du nombre de couches de géotextiles sur la résistance et la cohésion.....	104
Figure 4.16: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile non tissé NW ($\sigma'_c = 50$ kPa)....	105
Figure 4.17: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (50 kPa) (G, NW)....	106
Figure 4.18: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile non tissé NW ($\sigma'_c = 100$ kPa)...	106
Figure 4.19: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (100 kPa) (G, NW)....	107
Figure 4.20: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile non tissé NW ($\sigma'_c = 200$ kPa)...	107
Figure 4.21: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (200 kPa) (G, NW)....	108
Figure 4.22: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile tissé W ($\sigma'_c = 50$ kPa).....	108
Figure 4.23: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (50 kPa)	109
Figure 4.24: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile tissé W ($\sigma'_c = 100$ kPa).....	109
Figure 4.25 : Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (100 kPa)	110
Figure 4.26: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile tissé W ($\sigma'_c = 200$ kPa).....	110
Figure 4.27: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (200 kPa)	111
Figure 4.28: Evolution de l'angle de frottement	111
Figure 4.29: Evolution of shear strength versus initial confining pressure.....	112
Figure 4.30: Cohesion versus number of geotextiles layers.....	113
Figure 4.31: Essai de compression drainée sur sol vierge dense ($D_r=70\%$).....	114
Figure 4.32 : Essai de compression drainée sur sol renforcé dense (50 kPa).....	115
Figure 4.33: Essai de compression drainée sur sol renforcé dense (100 kPa).....	115
Figure 4.34: Essai de compression drainée sur sol renforcé dense (200 kPa).....	116
Figure 4.35. Essais de compression non drainé sur sable lâche renforcé par géotextile ($\sigma'_c = 100$ kPa) (Géotextile NT).....	117
Figure 4.36: Photographie typique du sol lâche renforcé par trois nappes de géotextile ($\sigma'_c = 100$ kPa)....	117
Figure 4.37. Essais de compression non drainé sur sable moyennement renforcé par géotextile ($\sigma'_c = 100$ kPa)(Géotextile NT).....	118
Figure 4.38. Influence du géotextile sur la résistance au cisaillement du sable.....	118
Figure 4.39. Evolution de la pression interstitielle versus nombre de géotextile ($D_r=10$ et 50%).....	119
Figure 4.40: Variation de la déformation axiale versus nombre de géotextile et relative densité initiale....	120
Figure 5.1: Résultats de cisaillement direct du sable vierge.....	122
Figure 5.2: Résultats de cisaillement direct du mélange sable-fibres de verre ($F_{FV}=0.25\%$).....	123

Figure 5.3: Résultats de cisaillement direct du mélange sable-fibres de verre ($F_{FV}=0.50\%$).....	124
Figure 5.4: Résultats de cisaillement direct du mélange sable-fibres de verre ($F_{FV}=0.75\%$).....	124
Figure 5.5: Résultats de cisaillement direct du mélange sable-fibres de verre ($F_{FV}=1\%$).....	125
Figure 5.6: Influence de la teneur en fibres le cisaillement direct du mélange.....	126
Figure 5.7: Influence de la teneur en fibres le cisaillement direct du mélange.....	126
Figure 5.8: Influence de la teneur en fibres le cisaillement direct du mélange.....	127
Figure 5.9 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale.....	127
Figure 5.10: Evolution de la cohésion en fonction de la teneur en fibres (F_{FV}).....	128
Figure 5.11: Evolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibres (F_{FV}).....	129
Figure 5.12: Evolution de la contrainte tangentielle (τ) en fonction de la contrainte normale (σ_n).....	130

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Différents paramètres utilisés dans un essai triaxial.....	7
Tableau 2.1 : Caractéristiques physiques du sable de Chlef.....	77
Tableau 2.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du matériau de renforcement (géotextiles).....	78
Tableau 2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du matériau de renforcement (Fibres de verres)..	78
Tableau3.1. Valeur des coefficients A and B.....	88
Tableau 3.2. Valeur des coefficients C and D.....	89
Tableau 4.1: Influence du géotextile sur le renforcement du sol	98

Introduction générale

1. Introduction

Ces derniers temps l'amélioration des sols par l'utilisation de géosynthétiques a connu un accroissement important dans l'application dans le domaine de génie civil à savoir surtout la stabilisation des sols (stabilisation des pentes, talus, rive, chaussée, filtre, drain...). L'effet avantageux de ce matériau géo synthétique est dû en grande partie à la forme en laquelle il est utilisé comme renforcement.

On sait que les sols cohésifs et granulaires présentent des limites quant à la stabilité de leur structure lorsqu'ils sont soumis à de grandes sollicitations. Plusieurs recherches et théories ont été menées dans de nombreux laboratoires quant à l'utilisation du géotextile sur les sols granulaires et cohésifs. On trouve aussi dans la littérature que des recherches ont été faites sur la disposition des nappes planes, fibres, géocells

Broms (1977) a observé par des essais réalisés à l'appareil triaxial sur des échantillons de sable renforcé par des nappes de géotextiles la réduction de la pression latérale du sol. Il a observé que le pic de contrainte augmente avec la diminution de l'espacement des disques de géotextiles (nappes). Cependant, il a constaté que le pic de contrainte n'est pas influencé lorsque les nappes (disques) sont placées à l'extrémité de l'échantillon. McGown et al. (1978) ont effectué une série d'essais dans une cellule à déformation planes sur sable sec renforcé par feuilles et mailles d'aluminium, et un géotextile non tissé. Ils ont conclu qu'il y a une grande différence entre le comportement de rigidité relativement faible du géotextile et grand d'aluminium. Gray and Al-Rafeai (1986) ont mené des essais en compression sur du sable sec renforcé par plusieurs types de géotextiles. Les résultats ont démontré que ces renforcements augmentent la résistance, la déformation axiale à la rupture, et, dans plusieurs cas, mènent à une réduction de la résistance après le pic du déviateur. Athanasopoulos (1993) reporte l'effet de la taille des grains sur le comportement mécanique d'un sable renforcé par géotextile à la boîte de cisaillement direct. Les résultats montrent que le comportement dilatant du sable renforcé est affecté par le rapport d'ouverture (défini comme étant le rapport de la taille d'ouverture du géotextile sur la taille moyenne du grain de sable). Ils ont trouvé que pour le sable fin (grandes valeurs du rapport d'ouverture), le renforcement augmente le volume d'expansion comparé à celui du sable non renforcé, tandis que le comportement inverse est vérifié pour le gros sable (faibles valeurs du rapport d'ouverture). Krishnaswamy and Isaac (1994) montre les résultats d'essais triaxiaux cycliques sur des échantillons de sable de diamètre 38mm et 100mm en vue d'évaluer le potentiel de liquéfaction du sable renforcé par géotextiles tissés et non tissés. Il a été montré que la technique de renforcement peut être une solution prometteuse pour la diminution du potentiel de liquéfaction d'un sol (sable). Pour étudier l'effet du renforcement par géotextiles sur la contrainte-déformation et

le comportement volumique du sable soumis aux chargements monotone et cyclique ; [Ashmawy and Bourdeau \(1998\)](#) réalisés des essais triaxiaux drainés sur des échantillons de sable saturé renforcé par des nappes de géotextiles tissés et non tissés. Les résultats indiquaient que la présence du renforcement provoque une augmentation significative de la résistance au cisaillement monotone du sable et une réduction de la déformabilité cyclique. [Unnikrishnan et al. \(2002\)](#) ont étudié le comportement d'une argile renforcée sous chargement monotone et cyclique. L'effet de l'épaisseur des couches, la teneur et le type de renforcement ont été évalués. Les résultats trouvés indiquent qu'avec les renforcements utilisés une amélioration effective du comportement de la contrainte et déformation sous les chargements monotones et cycliques. D'autres études dans le domaine sont reportées par [Haeri et al. \(2000\)](#), [Houston et al. \(2008\)](#), [Ling et al. \(1993\)](#), [Tang et al. \(2007\)](#), [Wang et al. \(2007\)](#).

Plusieurs recherches ont été menées par différents auteurs sur l'influence de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement durant ces derniers temps ([Ibraim E. et al \(2010\)](#), [Costas .A et al \(2013\)](#), [Shivanand Mali et al \(2013\)](#), [Benessalah I. et al \(2015\)](#) et [Hamidi et Hooresfand \(2013\)](#)) ont tous trouvé que l'augmentation du pourcentage des fibres mène à une augmentation de la résistance au cisaillement.

Cette thèse présente une étude expérimentale en laboratoire en vue d'évaluer l'influence du renforcement du sable de Chlef par deux types de géotextiles tissés (W) et non tissés (NW) sous chargement monotones sur chemin drainé et non drainé. Les essais ont été effectués sur des échantillons avec une densité relative initiale $D_r = 15, 50$ et 70% et une pression effective initiale $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa. Les résultats montrent une nette amélioration de la résistance monotone, le sable renforcé par nappes de géotextiles non tissés (NW) présente une résistance plus élevée que celui préparés par géotextiles tissés (W). La disposition des nappes de géotextiles tissés influent peu sur le comportement volumique du sable. Une autre série sur sol renforcé par fibres a été réalisée en utilisant l'appareil de cisaillement direct sous trois contraintes normales de $50, 100$ et 200 kPa avec deux densités relatives de 15 et 50% .

Le mémoire est structuré en cinq parties :

La première partie présente une synthèse bibliographique des principaux travaux existant dans la littérature. Nous débutons par un rappel des notions de base utilisées en mécanique des sols et quelques définitions servant à mieux comprendre les problématiques abordées dans le cadre de cette thèse ; ensuite on présente l'influence des principaux paramètres sur la résistance au cisaillement non drainée comme la granulométrie, la densité relative, la présence des fines, la saturation, l'histoire de chargement, le pré-cisaillement et la surconsolidation ; ensuite on traite les

différentes méthodes d'amélioration des sols telle que la densification des sols, les inclusions rigides, le drainage, les colonnes ballastées et les inclusions géosynthétiques (géotextile, fibres ...).

La deuxième partie présente l'appareillage utilisé et le mode opératoire suivi et les caractéristiques physiques des matériaux utilisés à savoir le sable et le matériau de renforcement (géotextile et fibres de verre). Les essais de répétabilité effectués ont permis de vérifier le bon fonctionnement de l'appareillage et la bonne maîtrise du mode opératoire.

La troisième partie présente les résultats des essais monotones sur le sable lâche renforcé par des nappes de géotextile et discute l'influence de la contrainte de confinement et de la méthode de préparation sur la réponse drainée.

La quatrième partie présente une étude de l'influence de la densité relative et de la contrainte de confinement sur le comportement drainé et non drainé du sable de Chlef renforcé par géotextile.

La cinquième partie présente une étude de l'influence de la teneur en fibres géosynthétiques sur le comportement du sable lâche et moyennement dense, en étudiant l'influence de la contrainte normale et le pourcentage de fibres sur la résistance au cisaillement.

Chapitre 1

Etude bibliographique

1.1 Introduction

Ce chapitre présente une synthèse des principaux concepts rhéologiques des sols à savoir état critique et caractéristique sur le comportement mécanique des sables sous chargement monotone et cyclique, on présente l'influence de quelques paramètres sur la résistance au cisaillement drainée et non drainée comme l'état de contrainte actuel, la densité relative, le degré de saturation, la pression de confinement, la méthode de préparation des échantillon en laboratoire, la présence des fines, l'influence de l'histoire de pré-chargement et la sur consolidation ;ensuite la prévention des risques naturels ou industriels fait partie intégrante des préoccupations des pouvoirs publics en matière d'aménagement du territoire. La prise en compte de l'aléa sismique témoigne de cette préoccupation. La rupture de sol prend une part grandissante dans les projets d'aménagement du territoire et de construction. Parmi les méthodes d'amélioration de la résistance des sites et instables on note enter autres ; l'amélioration par compactage dynamique, drainage, inclusions de pieux de sable compacté (SCP), géotextiles et par colonnes ballastées etc....

1.2 Rappel des notions de base

Dans cette partie d'étude, nous rappelons les quelques notions de base les plus utilisées dans la mécanique des sols, en particulier dans le traitement des résultats d'un essai triaxial. Les éprouvettes testées dans les essais triaxiaux sont des formes cylindriques ou cubiques, soumises à un champ de contrainte : deux contraintes horizontales principales σ_3 et σ_2 , et une contrainte axiale σ_1 , comme le montre la figure 1.1. L'appareil triaxial permet d'imposer indépendamment ces trois contraintes, et donc de pouvoir suivre les chemins de contraintes choisis. La partie déviatorique du tenseur de contrainte est la responsable des glissements ou rotation des grains élémentaires les uns sur les autres qui provoquent le phénomène d'instabilité dans les matériaux.

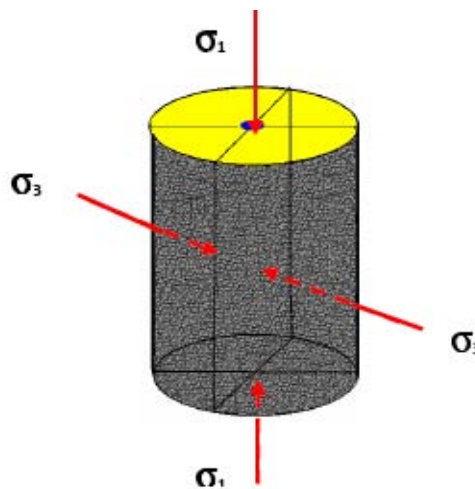


Figure 1. 1 : Champs de contrainte appliqués à une éprouvette triaxiale.

Le tableau 1 regroupe les principales notions fréquemment utilisées dans le cadre de notre travail.

Tableau 1.1 : Différents paramètres utilisés dans un essai triaxial.

σ_1	Contrainte axiale
σ_3	Contrainte radiale
$q = \sigma_1 - \sigma_3$	Déviateur des contraintes
$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$	contrainte moyenne totale
Δu	Surpression interstitielle
$p' = p - u$	Contrainte moyenne effective
$\eta = q / p$	Rapport de contrainte
ϵ_1	Déformation axiale
ϵ_3	Déformation radiale

1. 3 Principe de l'essai triaxial

Le principe de cet essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique placée entre deux embases à un champ de contraintes qui a pour composante :

- Une contrainte horizontale latérale σ_3 , appliquée par l'intermédiaire de l'eau de la cellule triaxiale. Elle est mesurée par le capteur de pression, in situ, Cette pression représente les pressions latérales des sols voisins.
- Une contrainte axiale σ_1 appliquée par l'intermédiaire d'un piston et mesurée par le capteur de force interne immergeable, en contact direct avec l'embase supérieure de la cellule triaxiale. Elle indique le poids du sol et des ouvrages qui se trouvent en haut de l'échantillon.

L'essai triaxial permet de contrôler plusieurs paramètres durant le déroulement de l'essai. Divers chemins de contraintes complexes peuvent être appliqués avec le dispositif triaxial, soit en augmentant la contrainte axiale (compression) soit en la diminuant (extension) (Figures 1.2 et 1.3). La partie déviatorique du tenseur de contrainte est la responsable des glissements ou rotation des grains élémentaires les uns sur les autres qui provoquent le phénomène d'instabilité. Les presses utilisées pour la réalisation des essais triaxiaux sont pilotées en force ou déplacement.

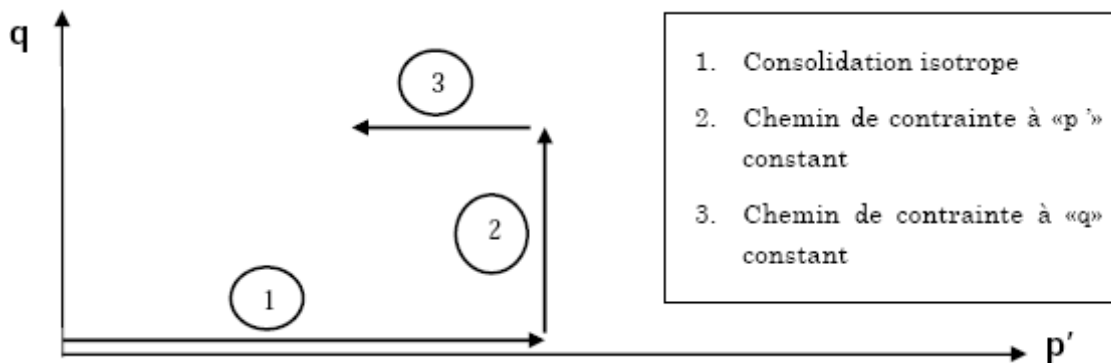


Figure 1. 2 : Principaux chemins de contrainte d'un essai triaxial.

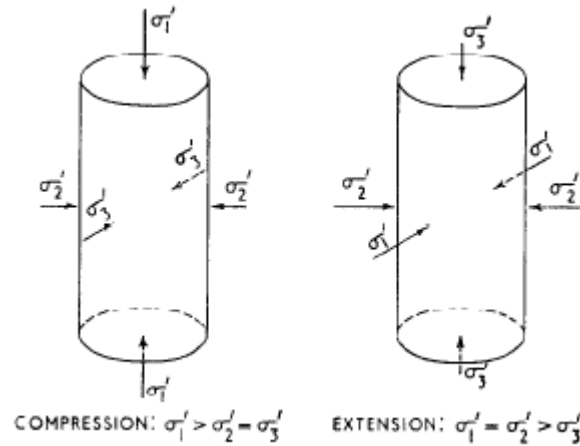


Figure 1. 3 : Etat de contraintes en compression et en extension (Bishop, 1966).

1.4 Principaux concepts rhéologiques des sols

1.4.1 Contractance et dilatance

Deux types de comportement peuvent être identifiés lors d'un essai triaxial (Figure 1.4) : un comportement contractant et un comportement dilatant. Ces deux notions sont utilisées fréquemment dans la mécanique des sols pour caractériser le comportement du sol lié directement à la structure granulaire des éprouvettes.

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

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

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

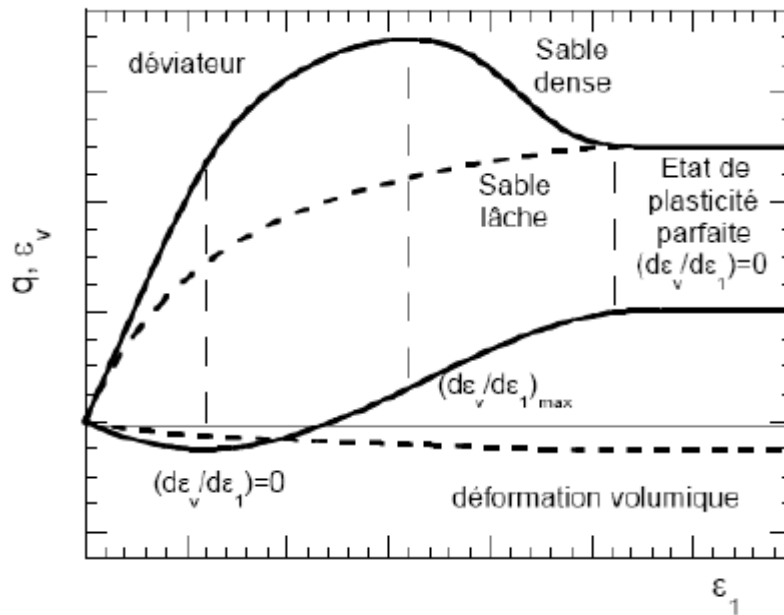


Figure 1. 4 : Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano. 2001).

1.4.2 Ligne d'instabilité

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

Drucker a postulé une condition suffisante pour que les instabilités apparaissent en termes de positivité du travail plastique de second ordre.

$$d^2W_p = d\sigma_{ij} d^p \varepsilon_{ij} \leq 0$$

Cette équation est satisfaite si le vecteur de l'incrément de la déformation est normal à la surface de charge. Cela implique que la surface de potentiel plastique est identique à la surface de charge. L'utilisation de ce postulat impose une relation incrémentale linéaire entre la contrainte et la déformation; alors le critère de Drucker implique une loi d'écoulement associée.

Selon Hill (1959), le système est considéré comme instable si pour une petite perturbation de contrainte, la déformation peut se poursuivre de manière infinitésimale sans apport d'énergie extérieure au système. La condition de stabilité de Hill repose sur le signe du travail du second ordre dW^2 .

$$d^2W = d\sigma_{ij} d\varepsilon_{ij} = d\sigma_{ij} d^e \varepsilon_{ij} + d\sigma_{ij} d^p \varepsilon_{ij} < 0$$

Avec

- ε_{ij}^e Déformation élastique.
- ε_{ij}^p Déformation plastique.

Se basant sur les travaux de Drucker et de Hill cités ci-dessus, Lade (1993; 1997,2002) a défini théoriquement et expérimentalement une ligne d'instabilité dans le plan « q-p' ». L'auteur a prouvé que le postulat et le critère proposés par Drucker et de Hill ne sont pas des conditions nécessaires pour la stabilité. Cette ligne d'instabilité est formée par la droite joignant les pics de la contrainte déviatorique « q » qui correspond au sommet des surfaces de charge, passant par l'origine du plan « q-p' ». Dans la région au-dessus de cette ligne le sol se déforme plastiquement (Figure 1.5), cette droite d'instabilité n'est pas intrinsèque du sol, elle n'est pas unique, la position de cette ligne varie en fonction de la densité initiale du matériau (Benahmed, 2001).

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

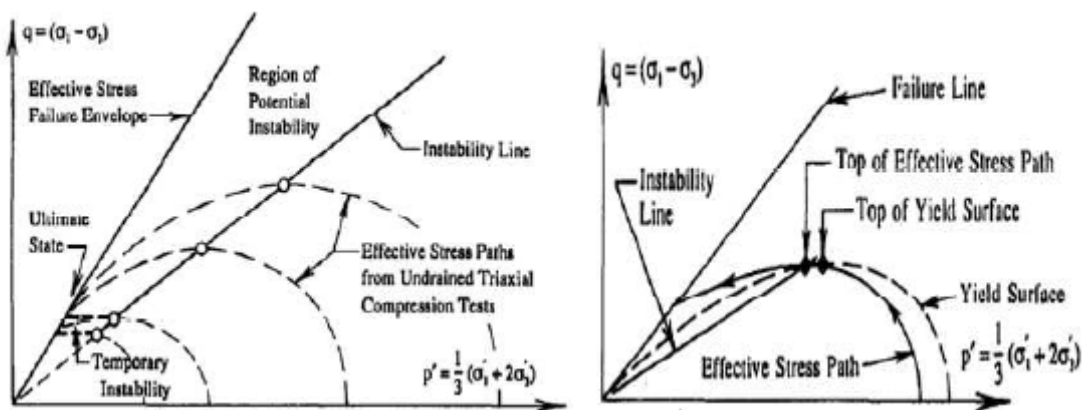


Figure 1. 5 : Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan q - p' (Lade. 1997).

La figure 1.6 illustre les résultats des essais triaxiaux non drainés du sable Cambria sous des contraintes de confinement de 34 MPa réalisés par Yamamuro et Lade (1997). Les essais se sont déroulés à des vitesses constantes comprises entre 0.0042 %/mn et 0.74 %/mn. Les auteurs ont remarqué que la vitesse de déformation n'a pas d'influence sur la position de la ligne d'instabilité.

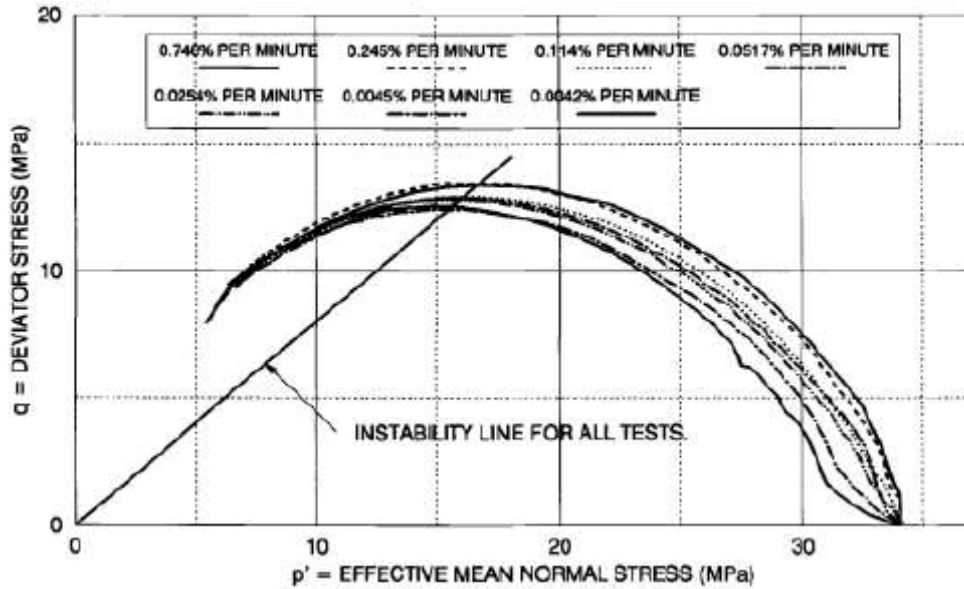


Figure 1. 6 : Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade, 1997).

1.4.3 Etat critique

La figure 1.7 présente le résultat de l'étude d'un sol pulvérulent, sous une même contrainte de confinement mais avec deux niveaux d'indice de densité relative I_D différents. Les échantillons sont soumis à un chargement sous cellule triaxiale conventionnelle en déplacement contrôlé dans des conditions drainées. A la lumière du comportement des sols lâches (I_D faible) et denses (I_D élevé) représenté sur cette figure, nous pouvons constater que les indices des vides convergent vers une valeur commune lorsque la déformation augmente, soit l'indice des vides critique e_{cr} tel que définit par Casagrande : Il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée.

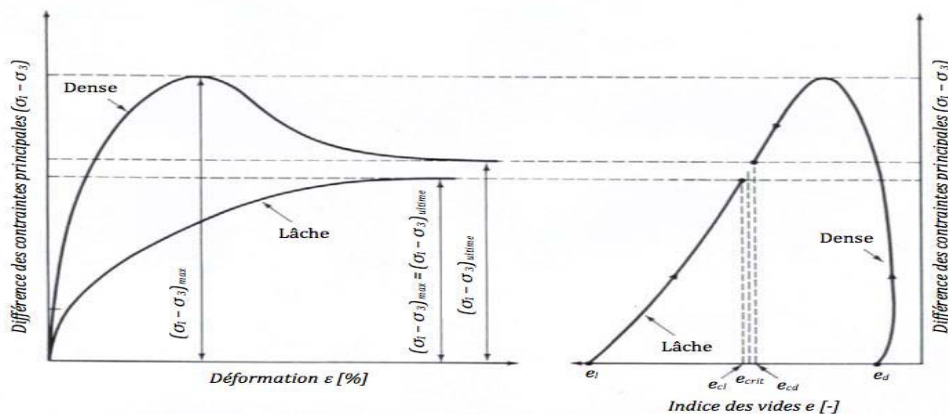


Figure 1. 7 : Comportement contrainte-déformation durant des essais triaxiaux en conditions drainées sur des échantillons lâche et dense d'un sable typique (Holtz et Kovacks, 1991).

Casagrande (1936), a constaté en plus que l'indice des vides critique est fonction de la contrainte normale σ_n , et représente l'ensemble de ces points dans le plan ($e-\sigma_n$) par la ligne de l'indice des vides critique notée "e". Cette ligne délimite les états initiaux pour lesquels le sol est dilatant ou contractant. Donc, cette droite constitue une frontière entre les états pour lesquels un échantillon de sol est susceptible ou non de liquéfier : un sol saturé dont l'état initial ($e-\sigma_n$) est au-dessus de cette ligne est apte à la liquéfaction, alors qu'un sol avec un état initial en dessous est quasiment résistant au phénomène de liquéfaction (figure 1.8).

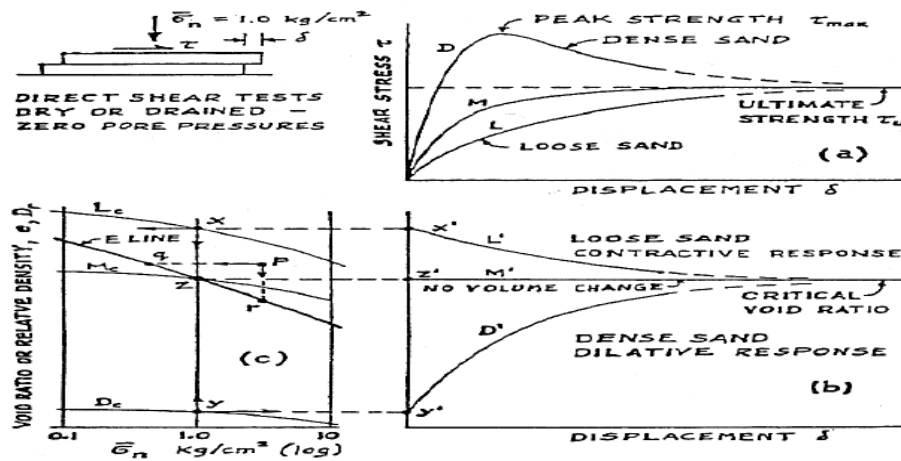


Figure 1.8 : Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement Direct (d'après Casagrande, 1936)

La différence de comportement entre les sols contractants et dilatants de densité différente peut être observée à la figure 1.9 qui représente, dans le plan de la contrainte effective σ' et de l'indice des vides e , les chemins de contraintes au sein de sols saturés sous diverses conditions de drainage (drainée/non drainée) et de chargement (monotone/cyclique).

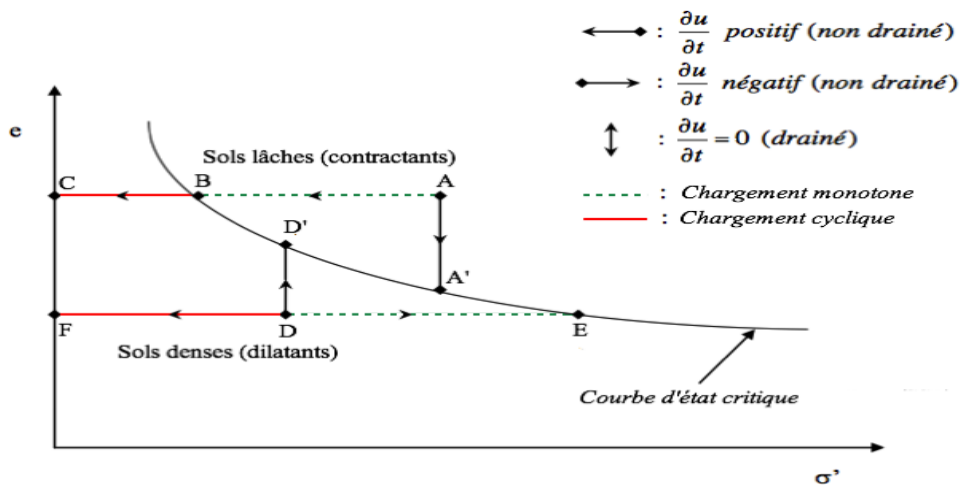


Figure 1.9 : Schéma de comportement de sols lâches et denses soumis à chargement monotone ou dynamique en conditions saturées (Kramer, 1996)

Dans le cas de conditions drainées, l'indice de vide diminuera sans augmentation des pressions interstitielles. Le chemin de contrainte au sein du volume de sol est dans ce cas représenté par le segment de droite A-A' sur la figure 1.9. En conditions non drainées le cheminement vers un état plus dense est empêché puisque volume et indice des vides restent constants. Le volume de sol répond par une augmentation de la pression interstitielle, et donc une diminution des contraintes effectives. Le chemin de contrainte est alors représenté par le segment A-B sur la figure 1.9, pouvant se prolonger de B à C lors de l'application d'un chargement cyclique.

1.4.4. Etat caractéristique

Ainsi défini par Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981), il correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Dans le plan des contraintes (q, p'), cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $\eta_c = (q/p)_c$. Elle sépare l'espace des contraintes admissibles en : Un domaine sub-caractéristique : situé au dessous de la droite caractéristique, et dans lequel le sable est contractant et un domaine sur-caractéristique : situé entre la droite caractéristique et la droite de rupture, dans lequel le sable est dilatant. Luong (1980) a montré que le niveau de contrainte pour lequel le taux de génération de surpression interstitielle s'annule correspond au seuil de contrainte pour lequel le taux de déformation volumique s'annule en condition drainée, et que le concept d'état caractéristique reste cohérent lorsque l'on soumet les éprouvette de sable à des chemins de contrainte triaxiaux différents comme le montre la figure 1.10.

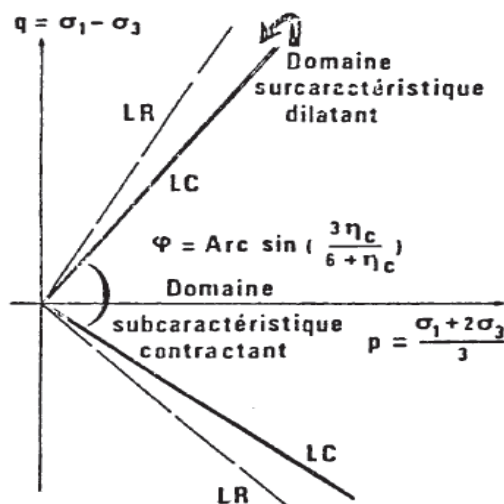


Figure 1.10 : Représentation des droites caractéristiques dans le plan (q, p') (Luong, 1980).

Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux déformation volumique nul (Touati, 1982) (figure 1.11); en condition non drainée, celui-ci se traduit par une

annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle (u). Le chemin de contraintes effectives remonte le long de la droite d'état caractéristique (figure 1.12) d'après [Mohkam \(1983\)](#). Le concept d'état caractéristique est très intéressant pour étudier le comportement des sables denses drainés et non drainés sous sollicitation cyclique, notamment pour interpréter le phénomène de mobilité cyclique.

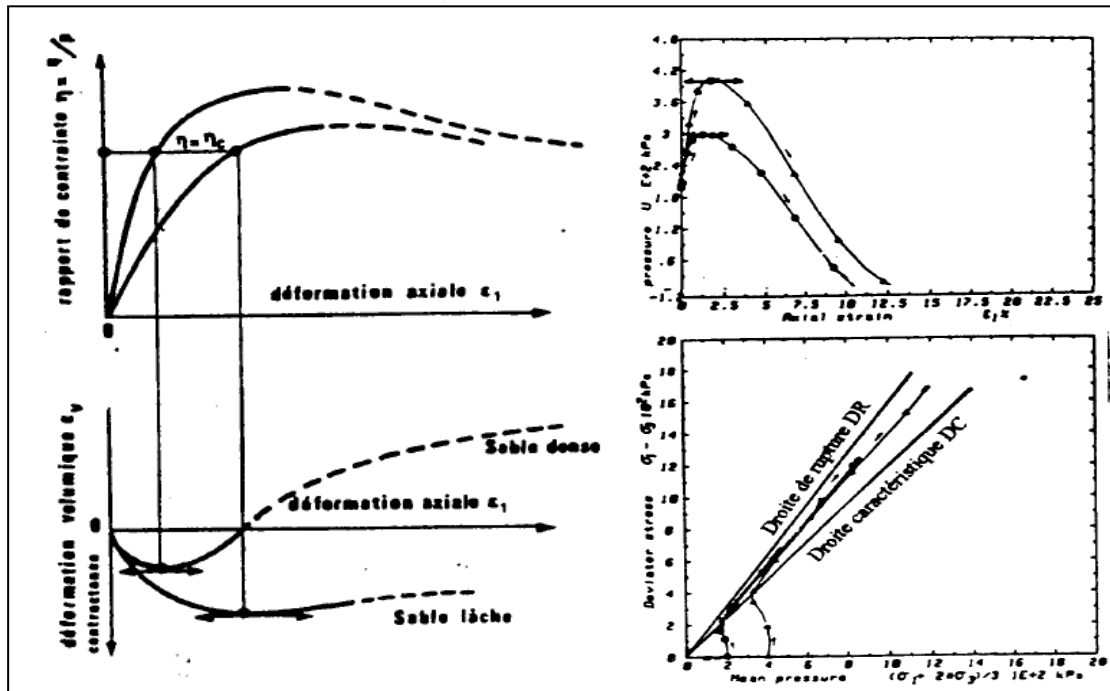


Figure 1.11 : Etat caractéristique d'un essai drainé (d'après [Touati, 1982](#)).

Figure 1.12 : Etat caractéristique d'un essai non drainé ([Mohkam, 1983](#)).

1.5 Etude du comportement des sables sous chargement monotone et cyclique

1.5.1 Comportement des sables sous chargement monotone

1.5.1.1 Essai Drainé

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) augmente, c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro. Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable.

La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité du sable et de la pression de confinement (σ_3). Les figures (1.13) et (1.14) établies par [Lee \(1965\)](#), mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les

variations du volume. En effet si nous observons sur l'une des deux figures, nous remarquons que la phase de dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures, nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable, que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.

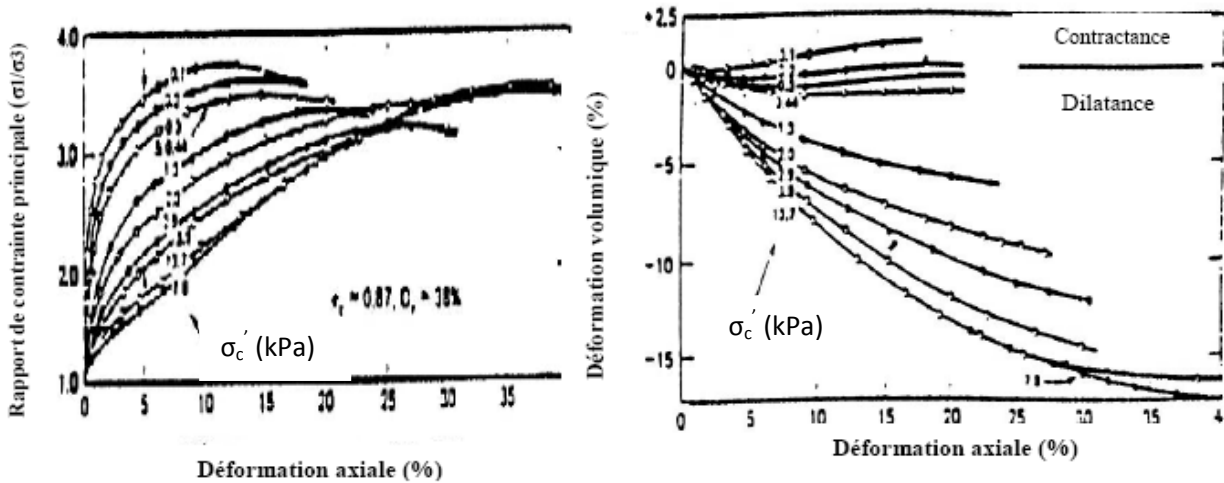


Figure 1.13 : Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1965)

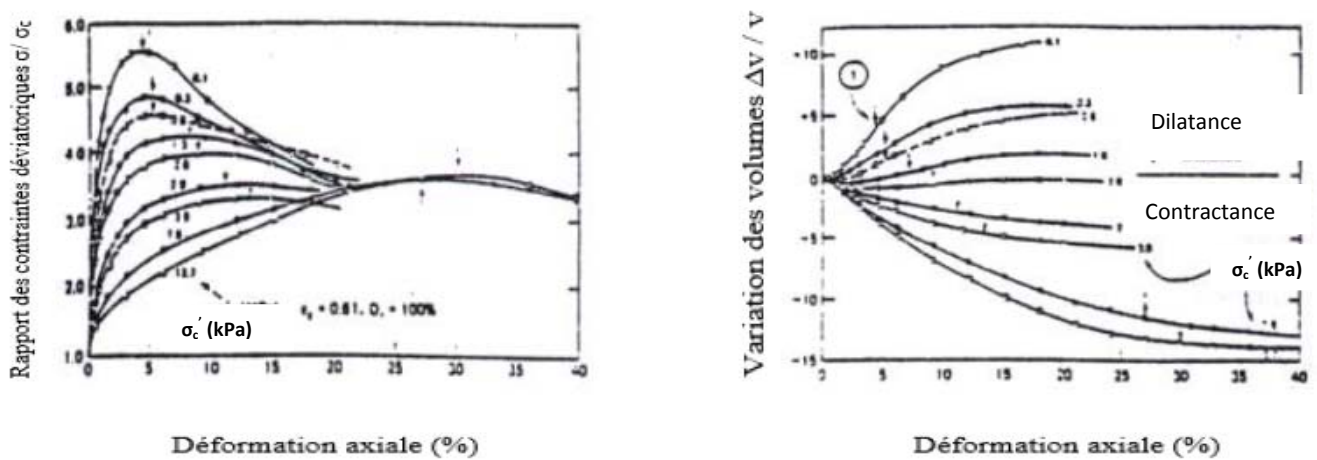


Figure 1.14 : Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1965)

1.5.1.2 Essai non Drainé

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai, de ce fait la phase de contractance et celle de dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle.

La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatance, elle va se

manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

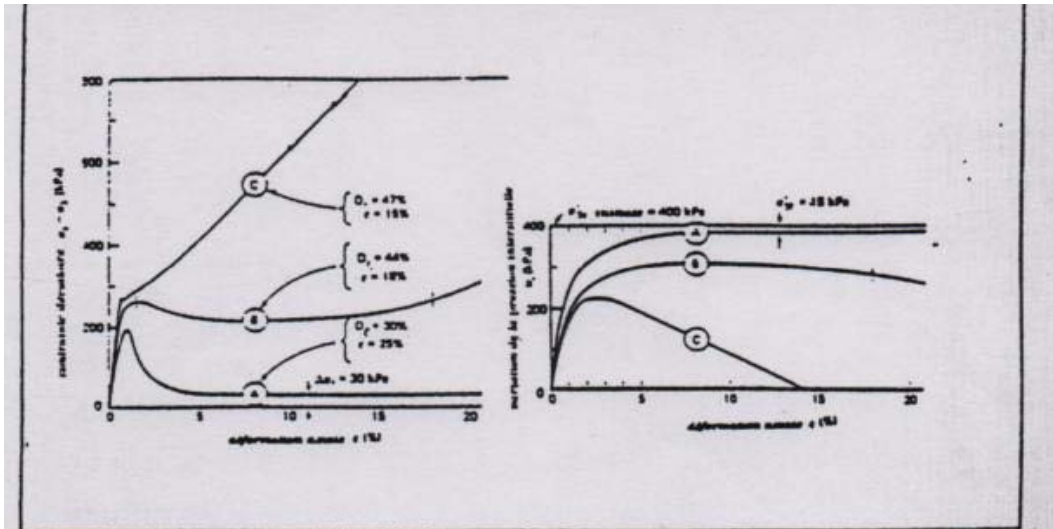


Figure 1.15 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande, 1975)

Au début du chargement, nous constatons sur la figure 1.15 établie par Casagrande (1975), une augmentation de la pression interstitielle pour les 3 essais non drainés (A), (B), et (C), puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sables lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle, une décroissance de celle-ci. Pour l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement de l'échantillon.

Le niveau de contrainte déviatoire pour lequel s'inverse le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé, correspond au même niveau de contrainte déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé (figure 1.16). Ce niveau de contrainte a été défini par Habib et Luong (1978), comme étant l'état caractéristique du matériau.

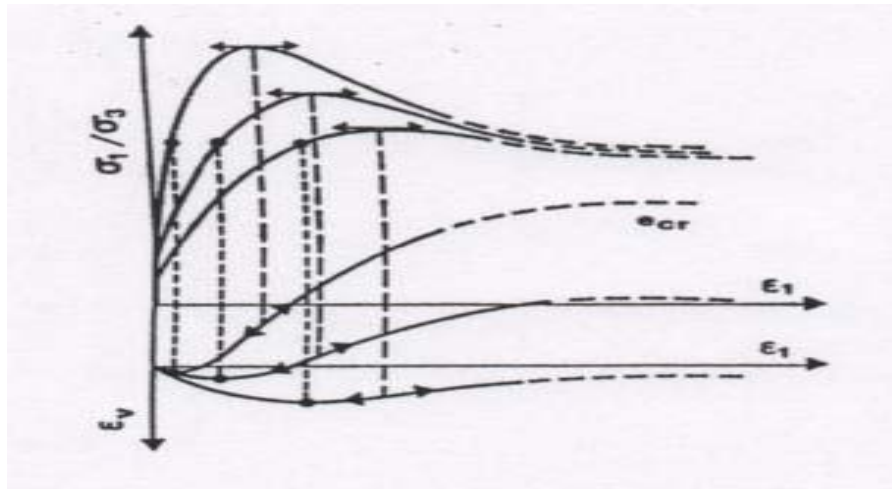


Figure 1.16 : Variation du volume sous chargement monotone

A ce niveau de contrainte est associé :

- Une vitesse de variation de volume nulle $\epsilon_v = 0$.
- Le seuil entre l'enchevêtrement et le désenchevêtrement des grains de sable.
- Des déformations faibles et éloignées de la rupture.
- Un angle de frottement caractéristique.

Cet état caractéristique est indépendant de l'indice des vides initial, en effet si nous revenons aux figures (1.13 et 1.14) nous remarquons que toutes les courbes tendent vers un même palier qui est peu différent de $(\sigma_1/\sigma_3 = 3)$.

Dans le plan (P-Q), le domaine de contractance est limité par deux droites caractéristiques Lc (une droite pour que $Q > 0$ et une autre pour $Q < 0$).

Le domaine de dilatance est limité par les droites caractéristiques Lc et les droites de rupture Lr (Voir figure 1.17), établie par [Luong \(1978\)](#). Pour un sable lâche les deux droites sont confondues, étant donné dans le plan ($Q-\epsilon_1$), lors des essais à chargement monotone drainé sur les sables lâches, les contraintes déviatoires au palier sont confondues avec les contraintes déviatoires au pic.

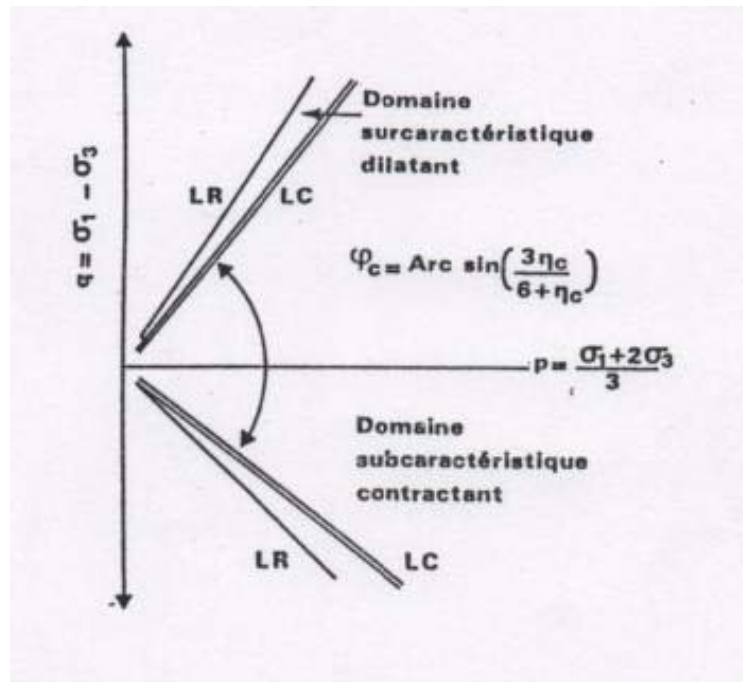


Figure 1.17 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau (Luong , 1978).

1.5.2 Comportement des sables sous chargement cyclique

1.5.2.1 Essai Drainé

Lors d'un essai triaxial cyclique où la contrainte déviatoire ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) oscille autour d'une valeur moyenne fixe, nous distinguons deux types de comportement, soit :

- Accommodation : Nous obtenons ce type de comportement pour des contraintes déviatoires situées dans le domaine subcaractéristique. Le comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycles (Voir figure 1.18, établie par Luong, 1980).

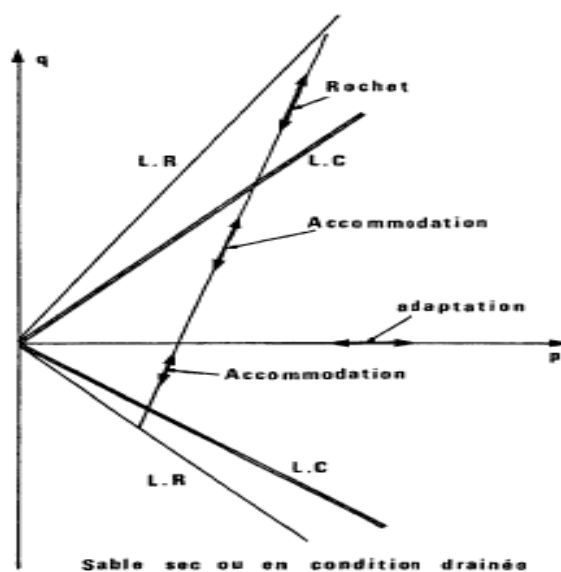


Figure 1.18 : Comportements cycliques drainés des sables (d'après Luong, 1980)

- Le Rochet : Ce comportement est obtenu par des contraintes déviatoires situés dans le domaine sur caractéristique. Dans ce cas le comportement se caractérise par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau (Voir figure 1.18).

Si les essais se font avec une contrainte déviatoire qui est alternativement positive et négative, les déformations irréversibles deviennent très vite importantes dès que les lignes caractéristiques sont franchies (voir figure 1.19, établie par Luong, 1980).

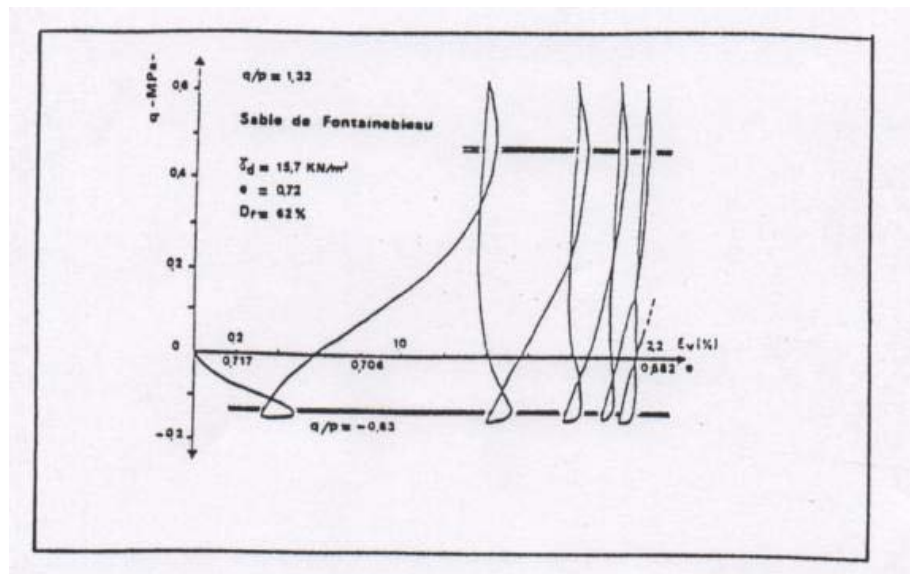


Figure 1.19 : Variation de volume sous chargement cyclique (Luong, 1980)

1.5.2.2 Essai non Drainé

De la même façon que pour les essais à chargement monotone, les effets de contractance et de dilatance vont se manifester par les variations de la pression interstitielle.

Dans le domaine subcaractéristique et pour des cycles de contrainte déviatoire de faible amplitude (la contrainte déviatoire (Q) ne dépasse pas la droite L_c), nous avons une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle. Ceci va engendrer après chaque cycle une diminution de la contrainte moyenne effective $P' = P - U$. En conséquence le chemin des contraintes déviatoires (Q) en fonction des contraintes moyennes effectives (P') dans le plan (P' , Q), va se déplacer vers l'origine puis se stabiliser sur la ligne caractéristique. En effet lorsque le chemin de contrainte rencontre le ligne L_c et pénètre dans le domaine surcaractéristique, la dilatance de la phase solide fait diminuer la pression interstitielle, et par conséquent, fait augmenter la contrainte moyenne effective (P') pour atteindre une nouvelle fois la ligne L_c . Il se développe ainsi un équilibre sur la ligne L_c , le comportement est appelé mobilité cyclique (voir figure 1.20 Luong, 1980).

Dans le domaine surcaractéristique, nous avons après chaque cycle une diminution de la pression interstitielle qui conduit à un accroissement de la contrainte moyenne effective (P'). De

ce fait le chemin de la contrainte déviatoire en fonction de (P') va se déplacer vers les (P') croissant et vient se stabiliser sur la ligne L_c . Le comportement est appelé stabilisation (voir figure 1.20).

Lorsque nous effectuons des cycles alternés de part et d'autre de la droite des $Q=0$ (compression-extension), le comportement est analogue à celui de la mobilité cyclique à la différence près que dans ce cas le chemin des contraintes déviatoires en fonction de (P') va rencontrer la droite L_c au voisinage de l'origine ($Q=0$ et $P'=0$).

Pour un sable lâche et vu que les deux droites L_c et L_r sont confondues, il ya ruine instantanée de l'échantillon dès que la droite caractéristique (L_c) est franchie. A ce moment là, l'échantillon ne conserve aucune résistance au cisaillement ($Q=0$, c'est la liquéfaction pour laquelle l'échantillon est le siège des grandes déformations).

Pour un sable dense, le matériau est peu contractant, donc les augmentations de pression interstitielle après chaque cycle sont faibles et par conséquent il faut un grand nombre de cycles pour se rapprocher de l'origine et de la droite L_c . Comme les droites L_c et L_r ne sont pas confondues, une fois la première droite (L_c) franchie, les déformations seront réduites par la dilatance du matériau. Ceci induira des déformations limitées et l'échantillon conserve toujours une certaine résistance au cisaillement; ce n'est qu'après répétition d'un grand nombre de cycles que nous aboutirons aux grandes déformations de l'échantillon. Donc pour une même contrainte déviatoire, la résistance au cisaillement dépend de l'indice des vides initial de l'échantillon.

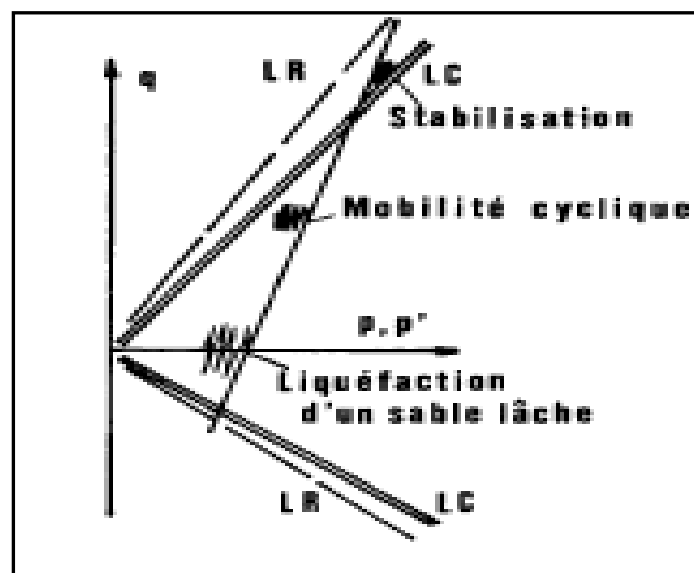


Figure 1.20 : Comportement du sable en condition non drainée (d'après [Luong, 1980](#))

1.6 Types des ruptures dans les matériaux granulaires

Depuis quelques années, des expériences spécifiques montrent que les instabilités peuvent se produire dans des conditions drainées et non drainées. Elles peuvent aussi se développer à l'intérieur strict du critère limite de plasticité de Mohr Coulomb. Dans ce contexte d'instabilité matérielle, deux modes principaux de rupture existent dans la pratique ; un mode localisé pour les milieux plutôt denses et un mode diffus pour d'autres milieux dits lâche.

1.6.1. Rupture localisée

Ce mode de rupture est le plus fréquemment observé dans la nature, par exemple dans les glissements de pentes qui se produisent par la rupture d'un bloc due à une concentration des déformations plastiques sous un chargement déviatorique (Figure 1.21). Étant donné le large domaine d'observation de ce phénomène ainsi que l'importance des dégâts causés par la présence de ces bandes de cisaillement, différents travaux de recherche ont été effectués sur des plans théoriques, numériques et expérimentaux (Besuelle et al., 2000 ; Sulem, 2006).

La rupture par la bande de cisaillement est souvent qualifiée de "rupture localisée", elle se manifeste par la localisation de la déformation plastique suivant des bandes de cisaillement. Les phénomènes d'instabilité liés à la localisation des déformations résultent de l'ouverture de microfissures, dues au glissement et à la rotation inter-granulaire, éventuellement de l'écrasement des grains et des espaces poreux : ceci conduit à la formation d'une fracture macroscopique. Lors du cisaillement plusieurs bandes de localisation peuvent apparaître en même temps, mais une seule bande sera pleinement développée (Desrue 1991, cité dans Desrue, 2004).

Le suivi de la fissuration jusqu'à la détermination de la bande de déformation par les émissions acoustiques a fait l'objet de nombreuses études (Fortin, 2005 ; Fortin et al., 2005 ; Schubnel et al., 2005). Au moment où la fissure apparaît, il y a émission d'une onde qui va être enregistrée par les piézo-électriques résonnants. Connaissant la vitesse dans le milieu, il est alors possible à partir des temps d'arrivée de relocaliser l'événement, donc de déterminer la position de la bande de cisaillement.

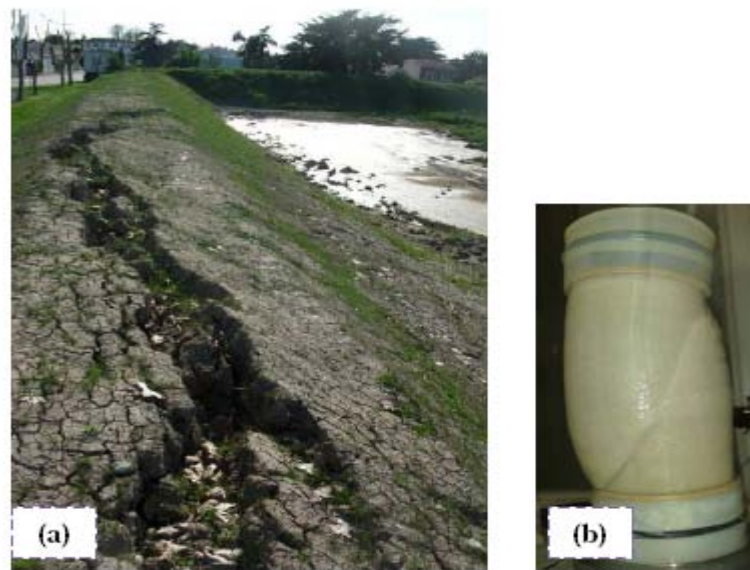


Figure 1. 21 : Rupture par bande de cisaillement,(a) in situ ; (b) lors d'un essai triaxial sur le sable d'Hostun HN31

Oda et Kazama (1998) ont étudié à l'échelle de la microstructure l'évolution de la bande de cisaillement des sables de Toyoura et Ticino en utilisant les rayons X au microscope et des plaques minces. Les auteurs relèvent que l'épaisseur de la bande de cisaillement est d'environ sept à huit fois la taille moyenne d'un grain du sable. Ils ont également noté des orientations des particules aux frontières des bandes de cisaillement (Figure 1.22). Contrairement aux observations de Hammad (1991) cité dans El Bied et al. (2002), la taille de cette bande est d'environ dix à vingt fois la taille moyenne d'un grain du sable.

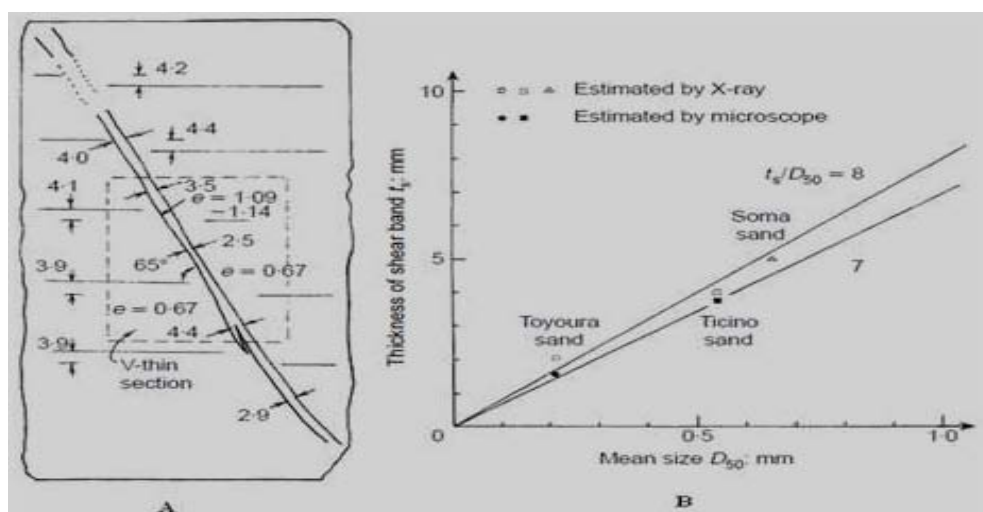


Figure 1. 22 : Epaisseur de la bande de cisaillement (Oda et Kazama. 1998)

1.6.2. Rupture diffuse

La rupture diffuse est souvent à l'origine du basculement des bâtiments, des glissements de terrains et des ruptures de digues, de barrages et d'îles artificielles. Ces ruptures provoquent des dommages graves et coûteux en termes de vies humaines et des dégâts matériels importants. Le milieu perd tout ou partie de sa résistance au cisaillement, et se comporte à la manière d'un fluide ; Il devient alors incapable de supporter les charges verticales apportées par l'ouvrage. Contrairement au mode de rupture localisée, la rupture diffuse se caractérise par l'absence de localisation de déformation plastique, avec un champ de déplacements erratique.

L'approche proposée par Rice est incapable d'analyser ce type de rupture. L'exemple le plus connu de la rupture diffuse dans la géotechnique est le phénomène de la liquéfaction des sols (Figure 1.23).

On distingue deux types de liquéfaction dans la nature, selon le type de sollicitations appliquées : monotones ou cycliques, Dans le premier cas, elle est appelée la liquéfaction statique et dans le second cas, il s'agit de la liquéfaction cyclique.



Figure 1. 23: Rupture diffuse, Glissement de terrain en rupture diffuse, Santa Tecla Salvador, 2001 ; Basculement de Bâtiment à El Asnam, Algérie en 1980.

1.7 Paramètres influents sur la résistance au cisaillement

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur la résistance au cisaillement non drainée on cite entre autres : L'état de contrainte actuel, la densité relative, le degré de saturation, la pression de confinement, méthode de préparation des échantillons, la présence de fines, surconsolidation et préchargement.

1.7.1 Etat de contrainte actuel

L'état de contrainte actuel d'un élément de sol au repos à une profondeur H, est défini par les contraintes effectives σ'_h et σ'_v régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s'appliquent respectivement sur la facette verticale et sur la facette horizontale (figure 1.24).

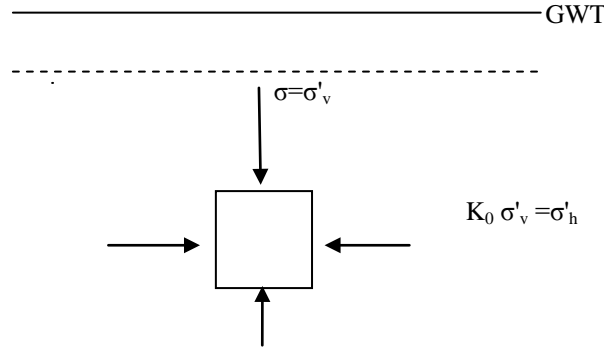


Figure 1.24 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos.

- K_0 = Coefficient des terres au repos.
- σ'_h = Contrainte effective horizontale.
- σ'_v = Contrainte effective verticale.

La résistance au cisaillement cyclique est fortement influencée par le coefficient K_0 , Nous pouvons remarquer sur la figure 1.25 établie par Seed et Peacock (1971) que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec K_0 .

Comme le coefficient K_0 diminue avec la compacité du sol et que celle-ci augmente avec la profondeur, ceci va procurer une amélioration de la résistance au cisaillement cyclique pour les couches de sol les plus profondes.

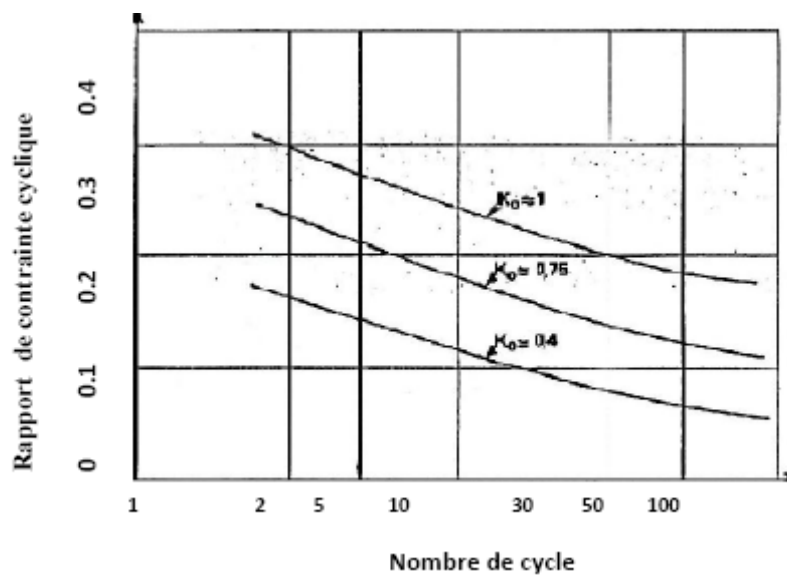


Figure 1.25 : Influence de K_0 sur la résistance au cisaillement non drainée à la liquéfaction (d'après Seed et peacock 1971)

$$K_0 \sigma'_v = \sigma'_h$$

Avec :

- τ_{hv} : Contrainte de cisaillement cyclique.
- σ'_v : Contrainte effective verticale
- N : Nombre de cycles nécessaires pour atteindre la rupture de l'échantillon.

1.7.2. Influence de la densité relative

En réalisant des essais triaxiaux monotones non drainés sur le sable de Banding consolidé sous une contrainte effective moyenne égale à 400 kPa, Castro (1969) a distingué trois types de comportement : un comportement contractant caractéristique des sables lâches, un comportement contractant au début du chargement suivi avec comportement dilatant après un état de contrainte presque stable pour les échantillons de densité moyenne et un comportement dilatant caractéristique des sables denses (figure 1.26). L'échantillon lâche ($D_r = 27\%$) présente un pic du déviateur de contrainte à 1% de déformation axiale. Ensuite, la résistance de l'échantillon chute brusquement vers une valeur résiduelle qui reste constante pour des grandes déformations axiales. Après cette chute, la pression interstitielle se stabilise à un maximum, presque 95% de la pression de confinement, après un taux de génération très élevée au début de l'essai. Le développement rapide de la pression interstitielle est sans doute à l'origine de la chute de résistance, qui marque le déclenchement de la perte de résistance au cisaillement.

Pour l'échantillon de densité ($D_r = 47\%$), la pression interstitielle atteint un maximum pour une déformation axiale de 2.5%, et puis commence à diminuer jusqu'à s'annuler à 14% de déformation axiale. Quant au déviateur de contrainte, il montre un point d'inflexion au moment où la pression interstitielle passe par un maximum, pour augmenter ensuite avec la diminution de la pression interstitielle. Enfin, pour un échantillon de densité moyenne ($D_r = 44\%$), on aperçoit un comportement moyen entre « limited liquefaction » et la liquéfaction. La résistance au cisaillement atteint d'abord un pic suivi d'une chute rapide mais assez faible, et se stabilise pour une plage limitée de déformation, avant de remonter vers 10% de déformation axiale où l'échantillon présente une tendance à la dilatation. Cette dilatation se traduit par une augmentation de la résistance et une diminution de la pression interstitielle avec la déformation. Malgré cette partie de dilatation, ce comportement est considéré comme similaire à la perte de résistance au cisaillement phénomène de la rupture localisé.

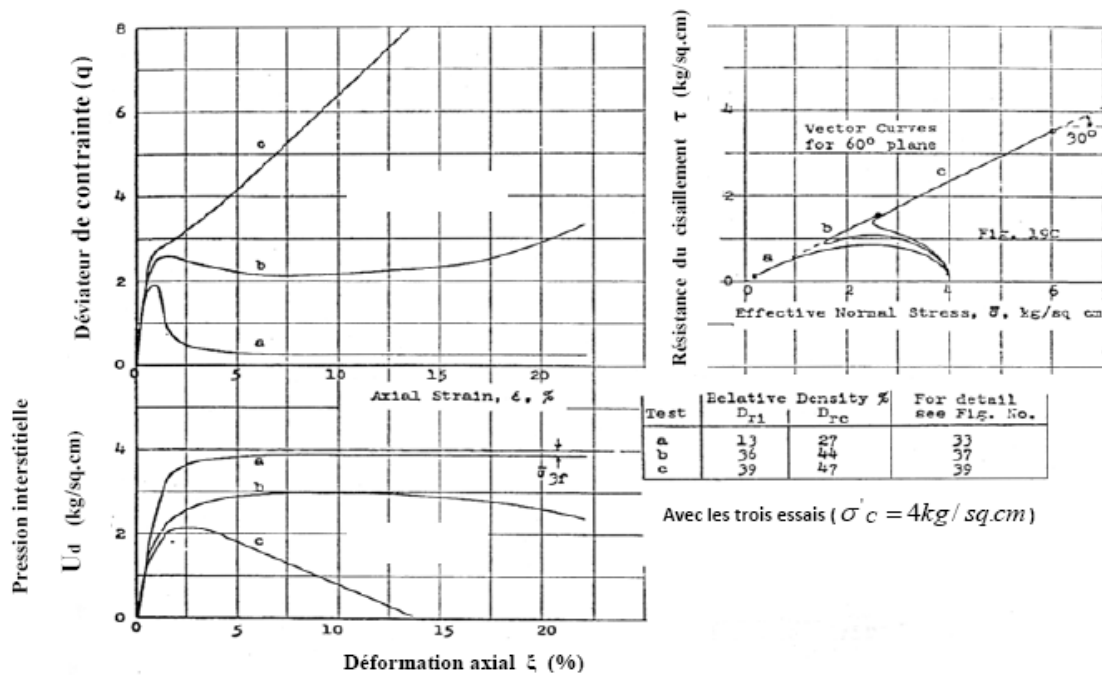


Figure 1.26 : Essais triaxiaux monotones non drainé sur sable (d’après Castro et al 1969).

Ces études de Casagrande et de Castro ont mis en évidence l’influence de la densité relative sur le changement du comportement du sol, et le rôle déterminant qu’elle joue dans son instabilité et sa susceptibilité à la résistance au cisaillement. Plusieurs auteurs ont confirmé ces constatations telles que Kramer et Seed (1988), Konrad (1990), Meghachou (1993), Verdugo (1992), Benahmed (2001).

1.7.3 Influence de La pression de confinement

Il est bien connu que l’augmentation de la pression de confinement a pour effet d’augmenter la tendance à la contraction volumique du sol dans le cas d’un essai drainé. On aperçoit que l’instabilité temporaire révèle un comportement normal du sol qui devient plus contractant avec l’augmentation de la pression de confinement. Néanmoins, dans le cas de la liquéfaction temporaire, le sol devient plus dilatant et donc plus résistant à la liquéfaction avec l’augmentation de la pression de confinement. Différents chercheurs tels que Verdugo (1992), Yoshimine et Ishihara (1998) pour des contraintes de consolidation comprises entre 100 et 3000 kPa, confirment l’augmentation du caractère contractant avec l’augmentation de la contrainte de consolidation (fig. 1.27).

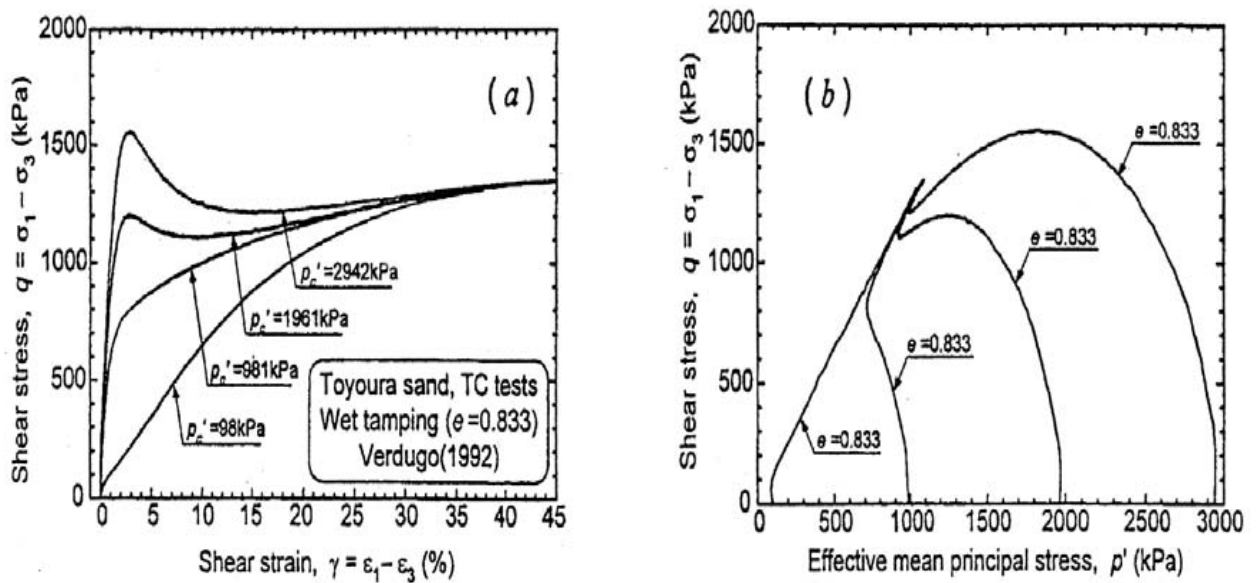


Figure 1.27 : Influence de la contrainte de confinement sur l'évolution du comportement non drainé (d'après Yoshimin et al 1998)

Lancelot et al (1996), Ont analysé le comportement du sable d'Hostun sous de faibles contraintes allant de 20 kPa à 200 kPa. Ils ont observé une diminution de l'angle de frottement interne avec l'augmentation du confinement. L'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement pour les sables lâches alors qu'il diminue avec l'augmentation du confinement pour les sables denses.

Benahmed (2001) pour des pressions de consolidation ne dépassant pas 400 kPa remarque que l'augmentation du niveau de consolidation a pour effet de stabiliser le matériau vis-à-vis de problème au niveau de la structure des sols dans le sens ou elle augmente sa résistance au cisaillement au pic.

Gay et al. (2003), Ont réalisé une comparaison entre les résultats de leurs essais consolidés à moins de 20 kPa et ceux d'autres auteurs à des pressions de consolidation légèrement supérieures entre 20 et 100 kPa. L'ensemble des résultats montre une diminution de l'angle de frottement au pic avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Des valeurs élevées de l'angle de frottement, de l'ordre de 42° pour le sable lâche et de 47° pour le sable dense, sont obtenues. Une chute de 5° à 7° de cet angle est notée au passage d'une contrainte de 5 à 20 kPa. Cette chute est atténuée pour les contraintes supérieures.

1.7.4 Influence de la saturation

Des essais sur la rupture du sol ont été effectués sur le sable de Toyoura de densité moyenne ($D_r = 0,60$) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation. Les résultats

obtenus sont illustrés dans la figure 1.28. On note que le degré de saturation affecte d'une manière sensible sur la résistance au cisaillement non drainée des sols: Avec un coefficient B supérieur à 0.8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la Rupture diffusée ; par contre, il faut huit cycles pour la rupture du sol ayant un coefficient B proche de 0,5.

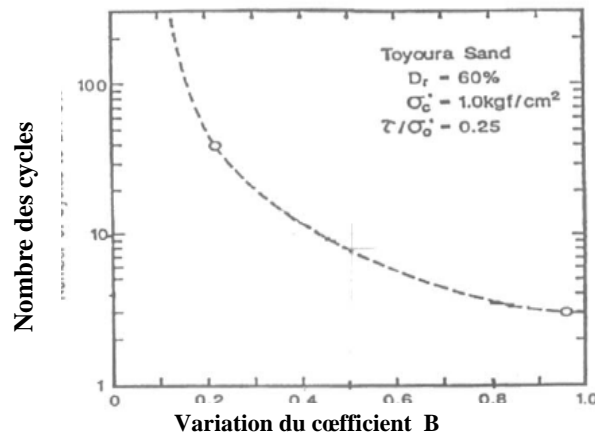


Figure 1.28 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement non drainée du sol résultats expérimentaux (d'après Yochimi et al 1998)

La figure 1.29a montre l'influence du coefficient de Skempton B sur le potentiel de liquéfaction réalisé sur le sable d'Hostun Rf (Arab 2008). On note que les échantillons ayant un faible coefficient de Skempton B (degré de saturation) présentent un potentiel de liquéfaction très élevé par rapport aux échantillons confectionnés à un coefficient de Skempton B très élevés. Ceci est illustré dans la figure 1.29c qui montre que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B. La figure 1.29b montre l'influence du coefficient de Skempton B sur l'évolution du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction pour les différents rapports de contrainte cyclique (RCC). On remarque que pour le chargement de grande amplitude (RCC = 0,5), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction varie peu avec le coefficient de Skempton B ($N_c = 9, 10$ et 11 pour $B = 0,67, 0,36$ et $0,25$, respectivement). Pour des chargements plus faibles ($RCC < 0,40$), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction augmente sensiblement avec la diminution de B.

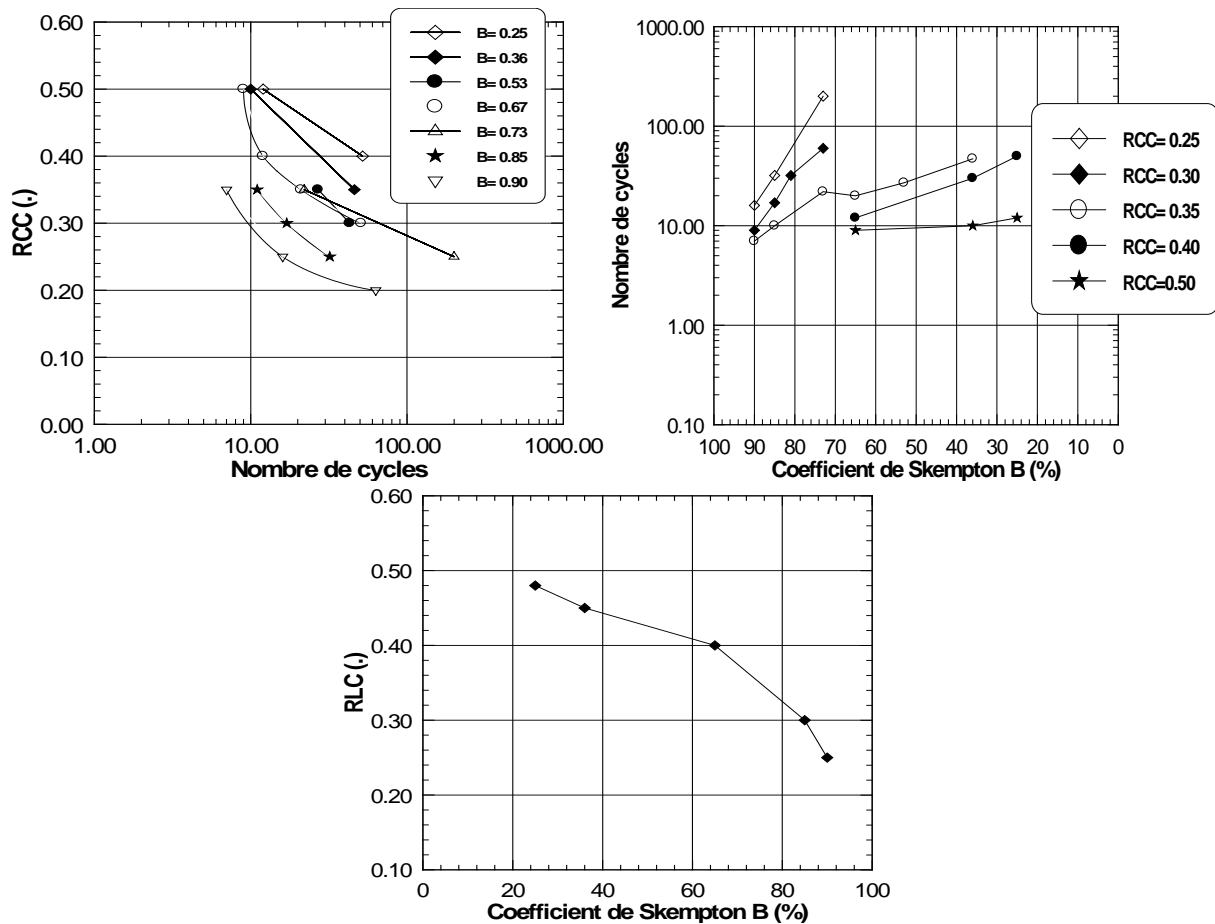


Figure 1.29 : Influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur le comportement non drainé du sable d'Hostun Rf (Arab 2008).

1.7.5 Influence des fines

L'histoire montre que la plupart des sols liquéfiés in situ 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. Ceci n'est pas conforme à l'évolution du comportement classique du sol en fonction de la densité. Lade et Yamamuro (1997) expliquent que ce comportement est à l'origine d'une structure particulière très compressible qui se crée entre les particules les plus petites et les plus grandes du sol. En fait, les fines se posent au début au point de contact entre les grains. Après le cisaillement, les fines ont tendance à occuper les espaces vides (fig. 1.30), ce qui génère une tendance contractive inhérente, entraînant sous conditions non drainées à une liquéfaction statique. Au cours du cisaillement, les grandes particules entrent mieux en contact les unes par rapport aux autres, et le sol présente alors une tendance à la dilatation croissante avec l'accroissement des contraintes et des déformations. Cependant, pour des hauts pourcentages en fines, le sable peut développer une tendance à la contraction volumique assez importante qui peut supprimer significativement toute tendance à la dilatation, indépendamment des magnitudes des contraintes et des déformations.

Ainsi, la perte de résistance au cisaillement non drainée peut se produire à des densités relatives très élevées. Notons que l'augmentation de la teneur en fines peut aboutir à l'augmentation du potentiel de liquéfaction jusqu'à un seuil maximum à partir duquel les fines dominent le comportement non drainé du sol.

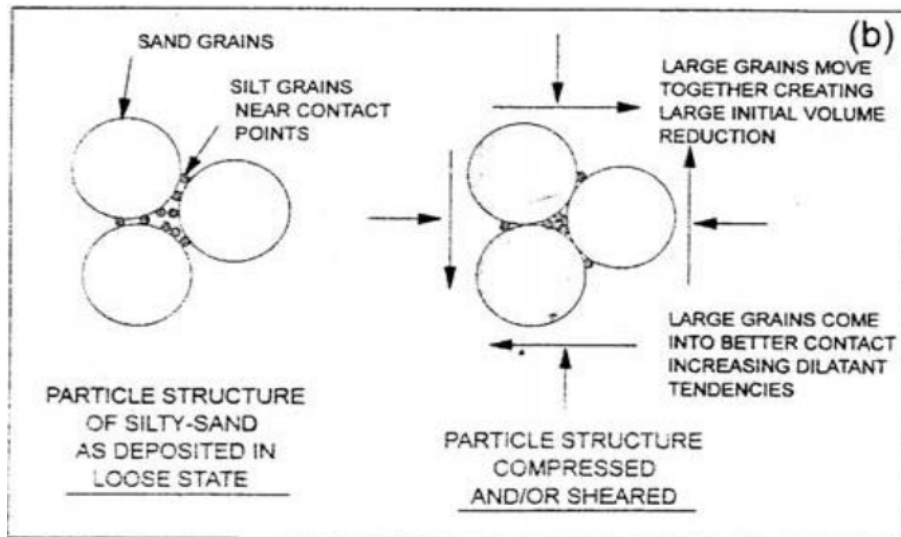


Figure 1.30 :– Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure. Compressible de sable lâche à faible pourcentage de fines (d'après Lade et Yamamuro 1997)

Le comportement du sable avec un grand pourcentage de fines (40%) est encore plus compressible que celui avec un faible pourcentage. A faibles pressions, une rupture totale est observée. Donc la présence des fines a pour effet d'augmenter la compressibilité d'un sol. De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude de rupture des mélanges sable sols fins. Les résultats montrent qu'en fonction de la plasticité et du type des sols étudiés, l'augmentation de la fraction des fines peut conduire à une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée de ces sols (Amini et Qi 2000), où une diminution de cette résistance (Troncoso et Verdugo 1985, Arab et al 1998, Ishahara et al 1998). D'autres études ont montré que résistance au cisaillement non drainée diminue avec l'augmentation de la teneur en fine jusqu'à atteindre une résistance minimale puis, le ré-augmente avec la teneur en fines (Law et Ling 1992 ; Koester 1994, Bouferra et Shahrour 2004).

La figure 1.31 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 teneur en fines induit une réduction de déviateur de contrainte du sol-limoneux (le déviateur décroît de 150 à 100kPa quand la fraction des fines croît de 10 à 50%),

Ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente [Arab et al \(1998\)](#).

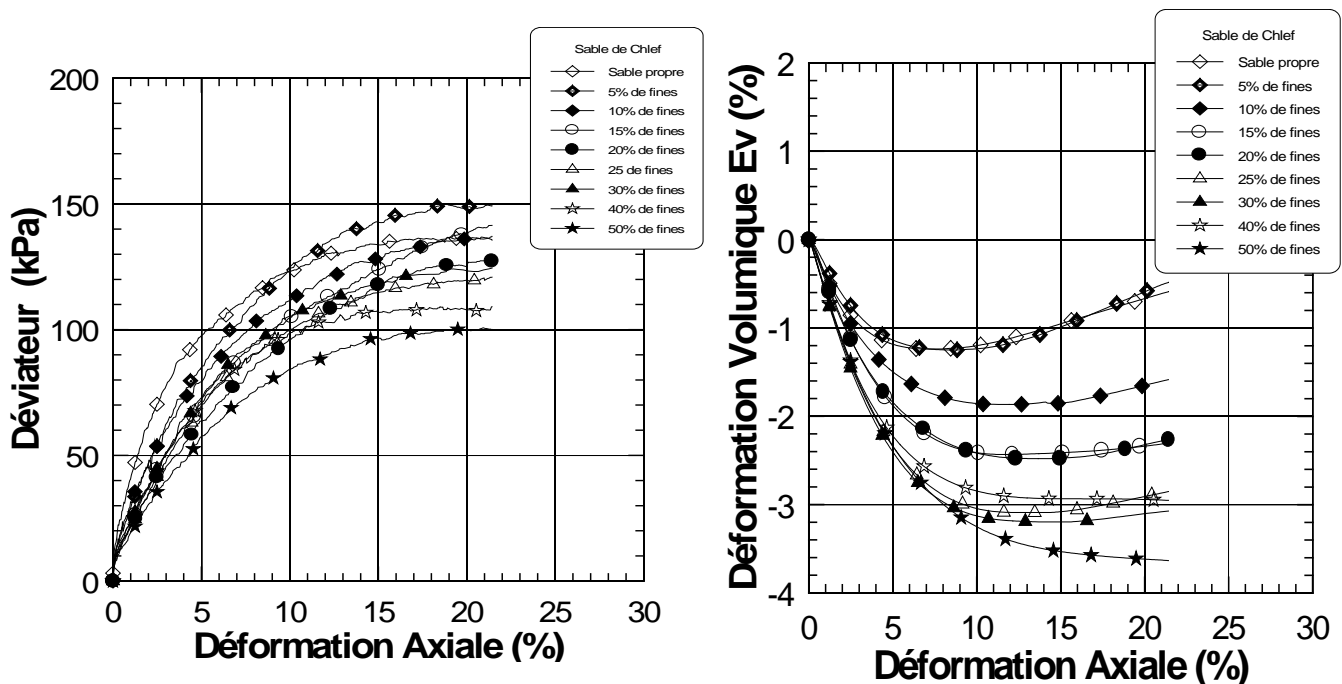


Figure 1.31 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ([Arab et al 1998](#)).

1.7.6 Influence de la méthode de préparation des échantillons

Dans la littérature est indiquée que la méthode de préparation des échantillons peut avoir un effet sur la résistance au cisaillement d'un sol. Une étude comprehensive sur l'effet de préparation des échantillons a été donnée par [Mulilis et al \(1977\)](#).

Ils considèrent dans leurs études, une variété de technique de préparation d'échantillons incluant déversement à sec, sédimentation, déversement humide et plusieurs technique de vibration à fréquence faible et élevée appliquée horizontalement et verticalement.

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 des sables. [Benahmed et Canou \(2001\)](#) trouvent que la méthode de déversement à sec donne des échantillons plus stables que ceux préparés par la méthode de placement humide qui donne des échantillons instables (figure 1.32).

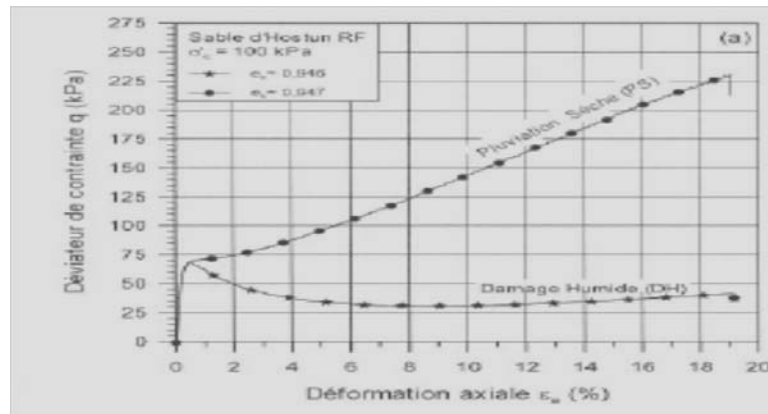


Figure 1.32 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche [Benahmed et Canou \(2001\)](#)

1.7.7. Influence du préchargement

Dans certaines applications, le sol peut être initialement soumis à un pré cisaillement (ouvrages de soutènement, fondations, pentes,...). Dans ce cas, il est nécessaire d'analyser l'influence du pré-cisaillement sur la résistance au cisaillement non drainée

Du fait que la liquéfaction des sols nécessite l'application d'un chargement cyclique comportant un changement de signe du déviateur ([Lee et Seed 1967](#), [Yoshimi et Oh-Ok 1975](#), [Vaid et Finn 1979](#), [Mohkam 1983](#)), on s'attend à ce que toute contrainte de cisaillement initiale améliore la résistance au cisaillement non drainée , La figure 1.33 montre les résultats des essais réalisés par [Hyodo et al \(1991\)](#) pour différentes valeurs du cisaillement initial et avec deux densités relatives initiales ($D_r = 0,7$ et $0,5$). On remarque que la résistance au cisaillement non drainée la résistance à la liquéfaction s'améliore d'une manière sensible avec l'augmentation du cisaillement initial.

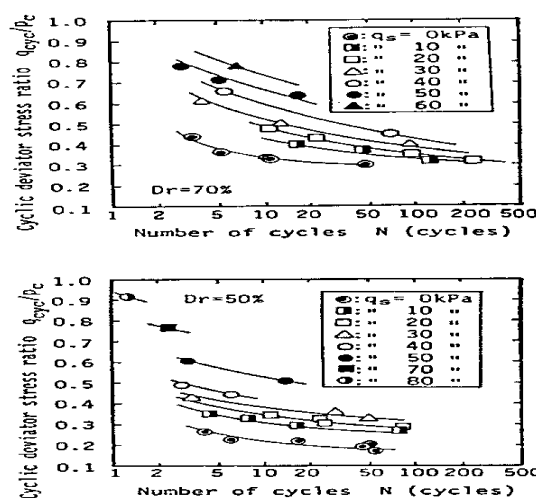


Figure 1.33 : Influence du pré cisaillement sur la résistance au cisaillement non drainée , (q_s : déviateur, sable dense ($D_r = 70\%$); sable lâche ($D_r = 50\%$) (d'après [Hyodo et al 1991](#))

Les résultats des deux séries d'essais réalisés par Arab et al.2011 sur des échantillons de sol préchargés sont présentées dans figure 1.34. On note que l'ensemble des chargements retenus conduit à la rupture diffusée. Le préchargement a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement non drainée. A titre d'exemple :

- pour le chargement $q_m = 60$ kPa, la rupture est observée après 11 cycles pour l'échantillon ayant subi 5 cycles et après 16 cycles pour l'échantillon ayant subi 10 cycles ; il est à noter que le sol n'ayant pas subi de chargement cyclique s'est liquéfié après 5 cycles.
- pour le chargement $q_m = 40$ kPa, la rupture est observée après 31 cycles pour l'échantillon ayant subi 5 cycles et après 37 cycles pour l'échantillon ayant subi 10 cycles ; il est à noter que le sol n'ayant pas subi de chargement cyclique s'est liquéfié après 8 cycles.
- pour le chargement $q_m = 30$ kPa, la rupture est observée après 80 cycles pour l'échantillon ayant subi 5 cycles et après 95 cycles pour l'échantillon ayant subi 10 cycles ; il est à noter que le sol n'ayant pas subi de chargement cyclique s'est liquéfié après 23 cycles.

Ces résultats sont résumés dans la figure 1.34 qui confirme que le chargement cyclique améliore la résistance au cisaillement non drainée des sols ; l'effet des premiers 5 cycles est plus important que celui des derniers 5 cycles. Ce résultat peut être expliqué par le fait que le chargement cyclique densifie le sol et par conséquent augmente sa dilatabilité.

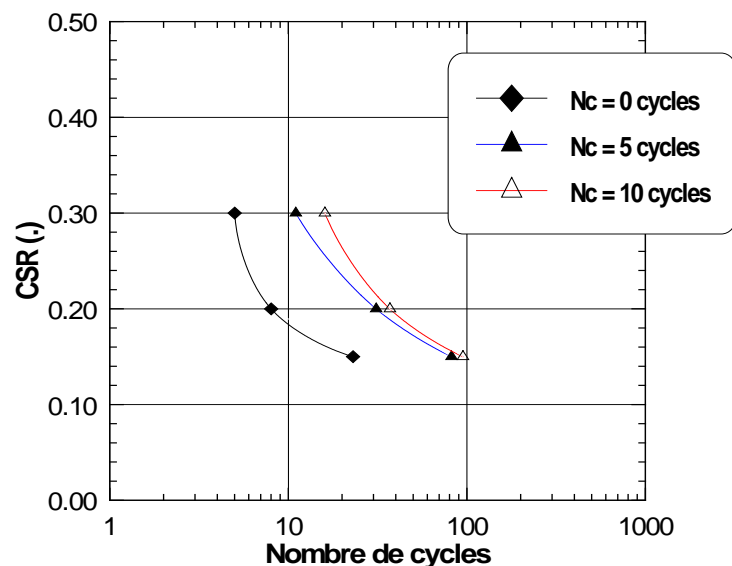


Figure 1.34 : Influence d'un préchargement cyclique sur la résistance au cisaillement non drainé du mélange sable de Rass- limon SM (FC = 10%, $I_d = 0,65$) Arab et al.2011

1.7.8 Influence de la surconsolidation

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance au cisaillement non drainée des sols (Ishihara et takutsu 1979, Seed et al 1975, Seed et Peacock 1971). La figure 1.35 montre les résultats obtenus par Ishihara et al (1978) sur des sols ayant différents teneurs en éléments fins. On constate que la résistance au cisaillement augmente avec le rapport de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun, Bouferra (2000) a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles, alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait 6 cycles pour obtenir la rupture (figure 1.36).

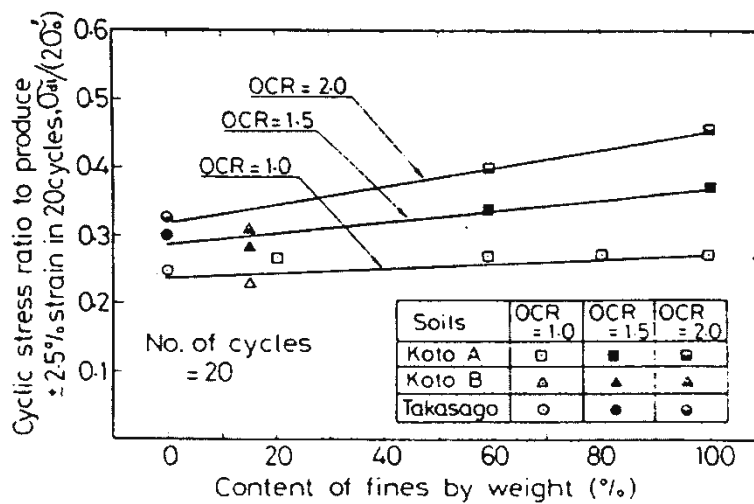


Figure 1.35 : Influence de la sur consolidation sur la résistance au cisaillement non drainée des sols (d'après Ishihara et takutsu 1979)

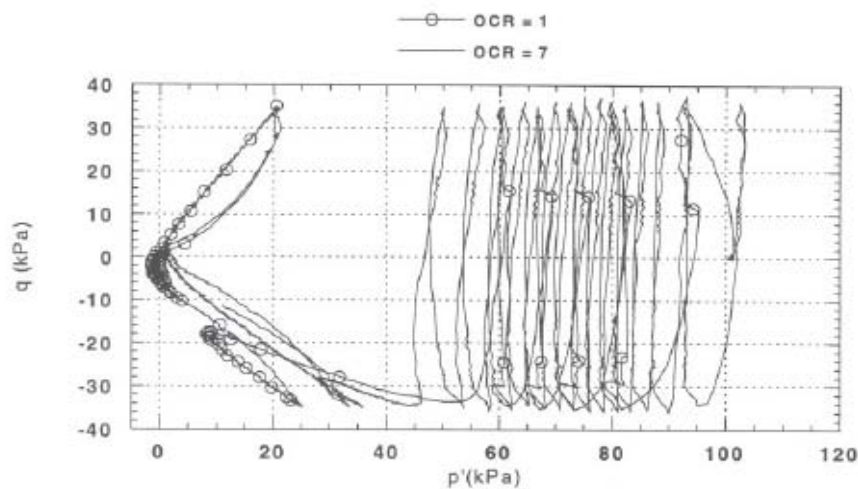


Figure 1.36 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra et al.2000).

La figure 1.37 montre l'influence de la surconsolidation sur résistance au cisaillement non drainé. Elle confirme bien les résultats présentés ci-dessus par Arab 2008, à savoir que la surconsolidation du sol augmente leur résistance au cisaillement sur des échantillons de Rass (Chlef). Ceci est dû au fait que la surconsolidation amplifie le caractère dilatant des sols, ce qui a pour effet d'atténuer le taux d'augmentation de la pression d'eau sous chargement non drainé.

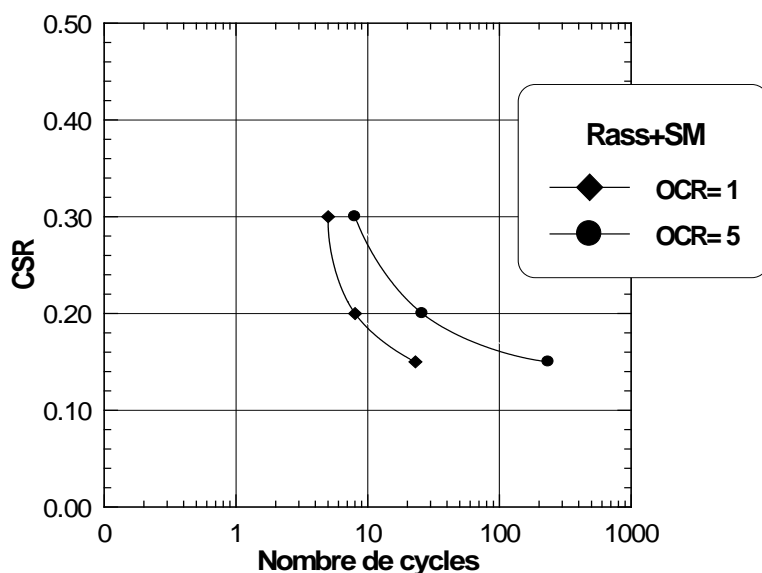


Figure 1.37 : Influence de la surconsolidation sur la résistance au cisaillement non drainée du mélange sable de Rass-SM (FC = 10%) Arab 2008.

Della et al. (2010), présentent les résultats des essais monotones non drainés avec une densité moyenne ($D_r=50\%$) et pour des contraintes de confinement de 50,100 et 200kPa, préparés par les méthodes de pluviation à sec et humide. Ils trouvent que les effets de l'état initial des échantillons et de sur consolidation (OCR) sur le comportement du sable de Chlef donne les résultats suivants :

1. L'influence du confinement sur le déviateur de contrainte donne des résultats très fiables pour la méthode de pluviation à sec par rapport au damage humide (Figure 1.38 et 1.39).
2. L'augmentation de (OCR) améliore la rigidité du sable et accélère la phase de la dilatance.
3. L'influence de (OCR) sur la résistance du sable liquéfiable sous un confinement de 100 kPa et pour les (OCR) variant entre 1 et 8 donne des résultats plus élevée (Figure 1.40).

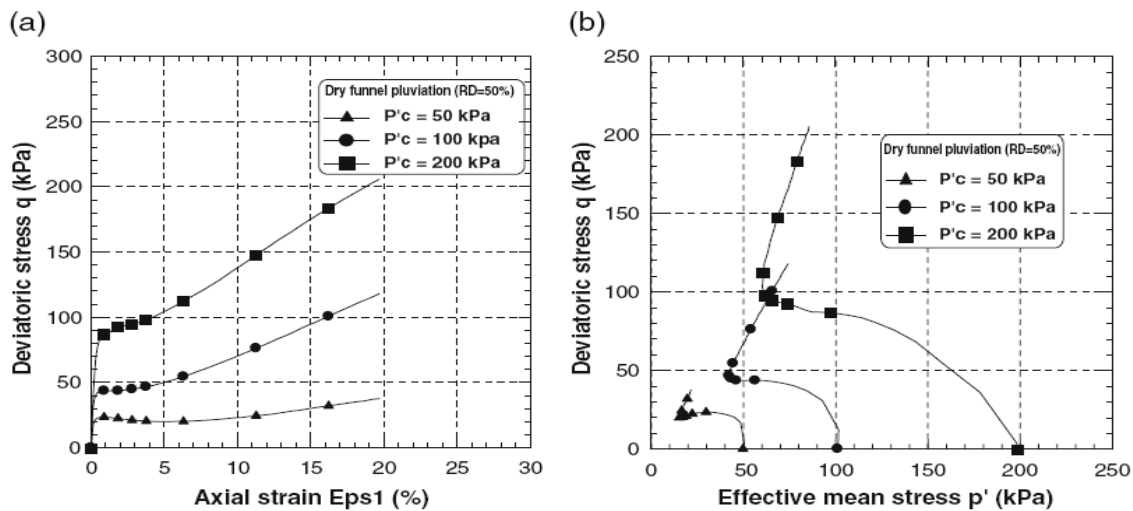


Figure 1.38 : Préparation des échantillon par la méthode de pluviation à sec ,(a) contrainte-déformation, (b) Chemin de contrainte (Della et al. (2010)).

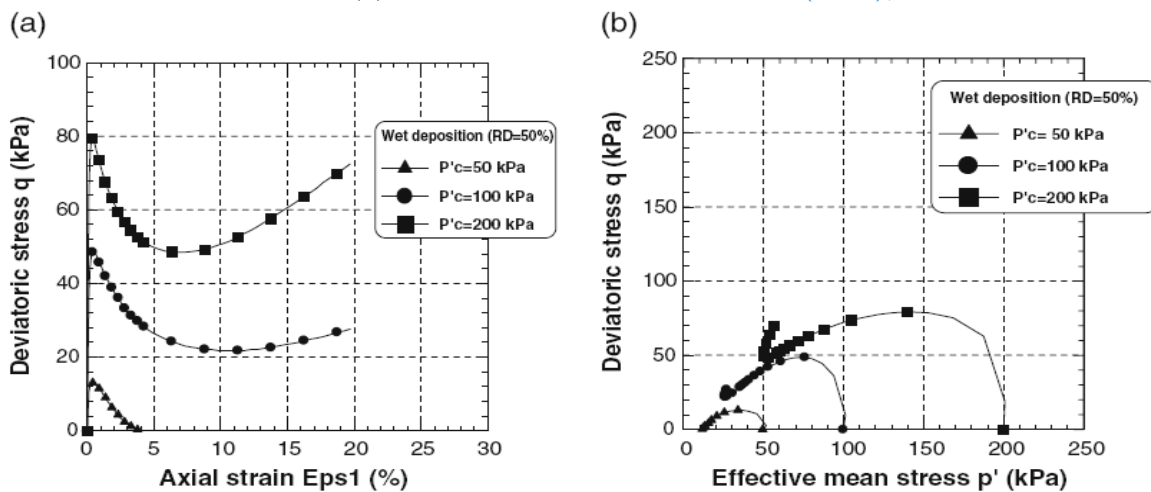


Figure 1.39 : Préparation de l'échantillon par la méthode de placement humide, (a) contrainte-déformation, (b) Chemin de contrainte (Della et al. 2010).

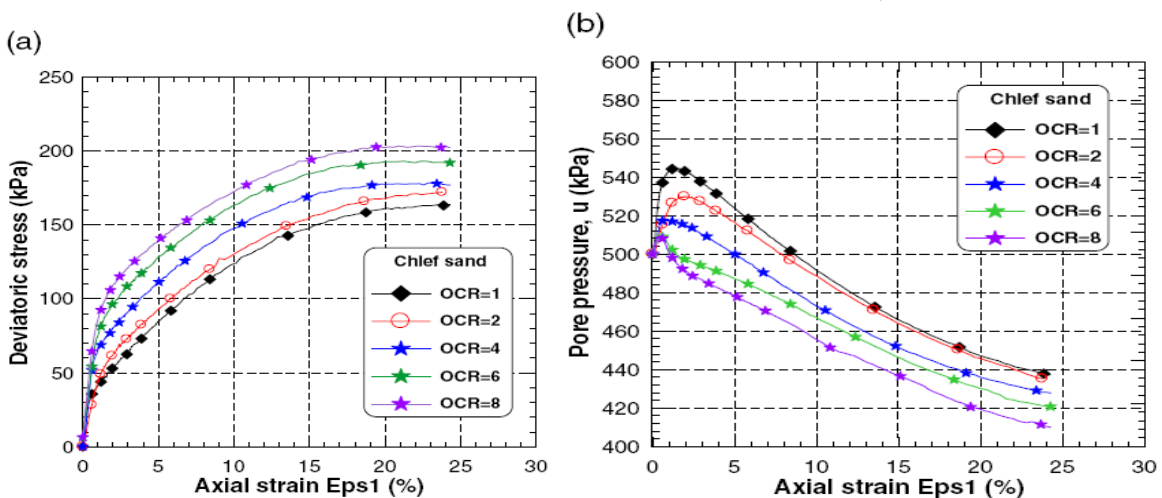


Figure1.40 : Influence de la sur consolidation sur réponse du sable de Chlef avec du pression de confinement de 100 kPa (Essai non drainé) (Della et al. 2010).

Mahmoudi et al. (2016), ont effectué des essais monotones à l'appareil triaxial. Les caractéristiques de l'essai sont les suivants : densité relative moyenne ($D_r=52\%$), les pourcentages de fines varie entre 0% à 40%, la contrainte de confinement ($\sigma'_c=100$ kPa). Les rapports de surconsolidation OCR sont les suivants : OCR=1, 2 et 4. Les résultats de la Figure 1.41 obtenus permettent d'élucider le comportement du sol testé :

- L'augmentation de l'OCR assure une amélioration de la résistance et atteint une valeur de 500 kPa à OCR = 4 pour un sable sans fines.
- L'augmentation des pourcentages des fines engendre une diminution de la résistance.

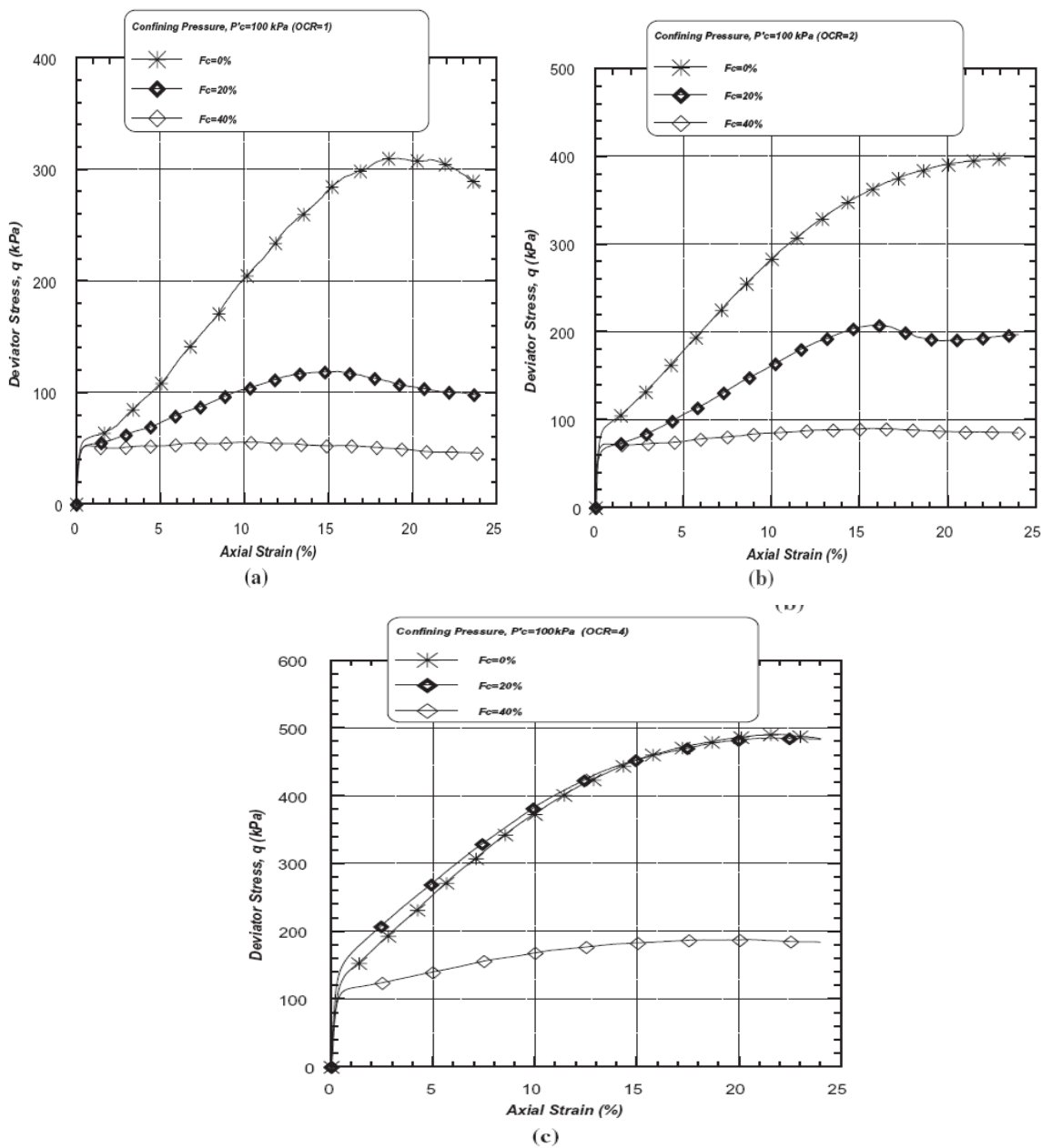


Figure 1.41 : Variation de la déviateur de contrainte versus déformation axiales (essais non drainé) sur le sable de Chlef ($p'_c = 100$ kPa ; $D_r = 52\%$) (a) OCR = 1, (b) OCR = 2, (c) OCR = 4 (Mahmoudi et al. 2016)

1.8 Méthodes d'Amélioration de la Résistance des sols

1.8.1 Amélioration par densité relative

La méthode consiste à améliorer la densité relative du sol et par conséquent la résistance au cisaillement par l'un des moyens de compactage.

1.8.1.1 Compactage par explosifs

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

1.8.1.2 Compactage par Vibroflotation

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

1.8.1.3 Compactage dynamique

Le principe de cette méthode consiste à faire tomber en chute libre une masse de 10 à 30 tonnes d'une hauteur de 15 à 20 mètres. La masse ainsi lancée produit un impact de forte énergie au contact du sol ; ce dernier va se compacter sous l'influence des contraintes de cisaillement provoquées par le choc qui induit des mouvements relatifs entre les grains du sol. Dans le cas d'un sol pulvérulent, la densification mène perte de la résistance au cisaillement de la zone perturbée et un nouveau réarrangement est obtenu après dissipation de la surpression interstitielle toujours sous l'influence de la gravité.

a. Compactage Dynamique à Haute Energie

Le Compactage Dynamique à Haute Energie (CDHE) permet de traiter les terrains à grande profondeur (> 10 à 12 m). On utilise alors des énergies de compactage supérieures à 600 t.m obtenues par mise en œuvre de matériel spécialisé (masse > 30 t, hauteur de chute > 30 m, grue > 120 t).

Dans ce cas, on met généralement en œuvre un matériel spécifique permettant d'obtenir une chute libre complète de la masse grâce à l'utilisation de pinces de largage. Après une phase initiale d'accélération commune, la pince libère la masse qui tombe alors en chute libre (elle ne subit ainsi aucun frottement ni freinage de la part des câbles et des treuils). Après l'impact, la pince vient récupérer la masse et le cycle recommence (système MARS).

Pour les traitements en grande profondeur, le phasage des différentes passes de compactage doit être particulièrement soigné de manière à garantir une bonne densification sur l'ensemble de l'épaisseur du terrain traité. Les paramètres du compactage, à savoir l'espacement entre les impacts, le nombre de coups par impact, le nombre de passes de compactage..., sont déterminés sur site en fonction de différents essais de contrôle (essais de calibration, mesures de tassements, contrôles des caractéristiques mécaniques du sol par essais in situ...).

Le compactage est poursuivi jusqu'à l'obtention des résultats voulus, nécessitant en général plusieurs passes, dont la dernière est exécutée par empreintes jointives de façon à traiter la partie supérieure du terrain.

Application

- Traitement sous bâtiments industriels, plates-formes portuaires et aéroportuaires, remblais routiers et ferroviaires...
- Particulièrement adapté pour le traitement des sols de composition variable ou des remblais hétérogènes inertes contenant des blocs, source de faux-refus pour les solutions de renforcement de sol (inclusions, colonnes ballastées...).
- Bien adapté pour les ouvrages de grande surface par sa très grande vitesse d'exécution (>10 000 m² par mois).
- Bien adapté et couramment utilisé pour le traitement anti-rupture des sols.

1.8.2 Amélioration par inclusion de micro-pieux de sable compacté (SCP)

Le principe de cette méthode consiste à placer dans un échantillon de sable des micro-pieux en sable compacté (Sand Piles Compaction) (Akiyoshi et al, 1993). Actuellement, elle est très utilisée dans de nombreux projet de construction. Cette méthode est appelée à augmenter la résistance au cisaillement non drainée des dépôts de sables très lâches par augmentation de leur densité et

amélioration du squelette du sable. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre des micro-pieux (SCP) seront déterminés de façon à dissiper la surpression interstitielle lors de passage d'un séisme. La figure 1-42 illustre l'évolution de la pression interstitielle et l'accélération en fonction du temps. On remarque pour l'échantillon seul (figure 1-42a) la surpression interstitielle a atteint sa valeur maximale après quatre minutes d'excitation, tandis que pour les échantillons renforcés par les SCP et fabriqué par une force de compaction de 62 N (figure 1-42b) le temps de rupture est plus lent par rapport au premier cas ; de plus, le modèle amélioré par SCP et dont la force de compaction est de 98N (figure 1-42c) résiste complètement à la rupture. Cette expérience a montré que la résistance au cisaillement non drainée est fortement liée à la force de compaction durant la fabrication des SCP.

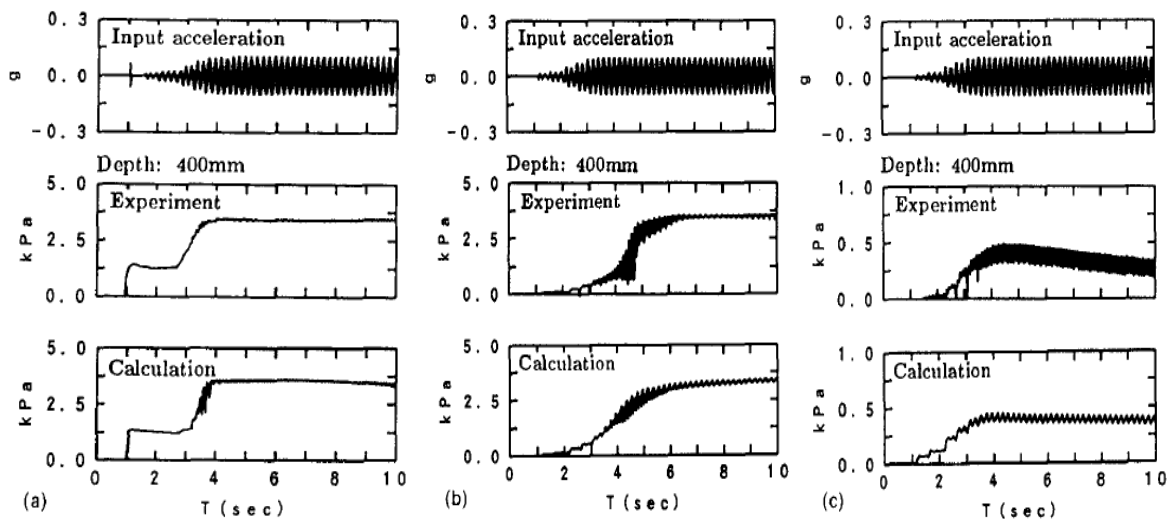


Figure 1-42 : Evolution de la pression interstitielle et de l'accélération en fonction du temps

(Akiyoshi et al. 1993)

1.8.3 Amélioration des conditions de drainage

La méthode consiste à placer des drains verticaux dans la couche sujette à la rupture. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre de ces drains seront déterminés de façon qu'ils puissent être capables à dissiper la surpression dans les limites du temps de passage du séisme. Généralement on utilise comme matériaux de drainage le gravier, mais actuellement il est de plus remplacé par des grilles recouvertes par des géotextiles. La figure 1.43 montre les résultats obtenus sur table vibrante par [Watori et Fujiwara \(1977\)](#). On note que pour un pouvoir drainant identique des drains et pour un même temps d'excitation, l'évolution maximale de la surpression interstitielle diminue avec le rapprochement des drains. Le développement de la pression interstitielle dépendait du nombre et de l'espacement des drains.

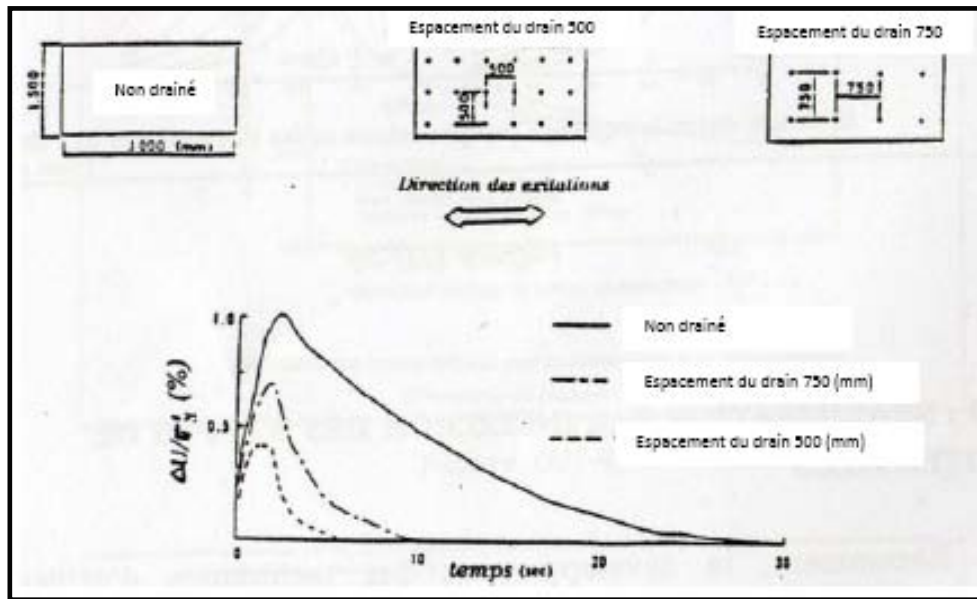


Figure 1-43: Influence du drainage sur la variation de la pression interstitielle (Watari et Fujiwara, 1977)

1.8.4 Amélioration par Inclusions de nappes de géosynthétiques

Plusieurs auteurs ont étudiés l'influence de matériaux synthétiques sur la résistance au cisaillement non drainée (Vercueil et al (1997), Unnikrishan et al (2002), Boominathan et Sari (2002). Par leurs expériences, ils ont montré que l'apport du géosynthétiques à un effet significatif sur la résistance au cisaillement non drainée.

1.8.4.1 Amélioration par inclusion des nappes de géotextile

Vercueil, Billet et Cordary (1997) ont étudié le comportement du sable d'Hostun Rf renforcé par des nappes de géotextiles. La figure 1.44 montre les résultats obtenus et met en évidence l'influence du renforcement sur la résistance au cisaillement non drainée. On note que pour des valeurs de N_f la finition de surface du géotextile joue un rôle déterminant dans le gain pour la résistance au cisaillement non drainée, après cinq cycles la résistance au cisaillement non drainée coïncide pour les matériaux testés avec du PEHD et PEHDT (PEHD = polyéthylène avec surface lisse, PEHDT = polyéthylène de très grande densité avec surface rugueuse); tandis que pour des valeurs $N_f > 20$ les courbes de la résistance au cisaillement non drainée se disperse graduellement à la baisse. Pour les valeurs $N_f < 20$, le matériau renforcé par NTB7 (NTB = géotextile constitué de fibres polyester non tissé, TT = géotextile constitué de mono-filament polyester) et avec une meilleur compressibilité donne de bons résultats. Le géotextile NTB4 avec la même finition de surface et une compressibilité différente présente presque la même résistance au cisaillement que le NTB7 pour des valeurs de $N_f > 20$ et une faible résistance pour $N_f < 20$. On

note aussi que pour des valeurs de N_l (nombre de cycles) inférieur à 20, la compressibilité est un facteur déterminant dans l'amélioration de la résistance au cisaillement non drainée.

Durant un essai triaxial monotone ou cyclique la pression interstitielle est mesurée au bas de l'échantillon. Cette mesure est insuffisante pour déterminer le gradient dans l'échantillon. Pour mieux étudier l'évolution du gradient hydraulique d'un échantillon renforcé par une et deux feuilles (NTB7) placées au milieu de l'échantillon, [Vercueil et al \(1997\)](#), ont placé des capteurs de pression interstitielle l'un au centre de l'échantillon noté u_1 et l'autre à 3/4 de la hauteur totale noté u_2 . Les valeurs minimales et maximales de u_1 et u_2 observées durant les phases d'extension et de compression des cycles, pour des rapports de contrainte de 0.235, 0.285 et 0.315 respectivement sont représentées dans la figure 1.45. On note que les valeurs de pression interstitielle u_1 et u_2 pour le sable non renforcé sont semblables. Avec une feuille de géotextile et pour un rapport de contrainte ($R = 0.235$) le gradient est très faible jusqu'au dixième cycle d'essai, après il augmente continuellement jusqu'à la fin de l'essai. L'augmentation de ce gradient est significative au troisième cycle pour le rapport de contrainte de 0.285. Pour les échantillons renforcés avec deux feuilles de géotextile, et pour divers rapport de contrainte, un faible gradient est encore observé durant les premiers cycles, suivi d'une augmentation continue jusqu'à la fin des essais. Pour l'échantillon non renforcé, les valeurs maximales de u_1 et u_2 sont très semblables pour tous les rapports de contrainte. Pour les échantillons renforcés avec une et deux feuilles de géotextile, les valeurs de u_1 trouvées sont plus grandes que les valeurs u_2 . Pour un essai donné, cette différence se réduit avec l'augmentation de la pression interstitielle tandis que, pour deux essais différents. On note que le gradient augmente avec l'augmentation du rapport de contrainte.

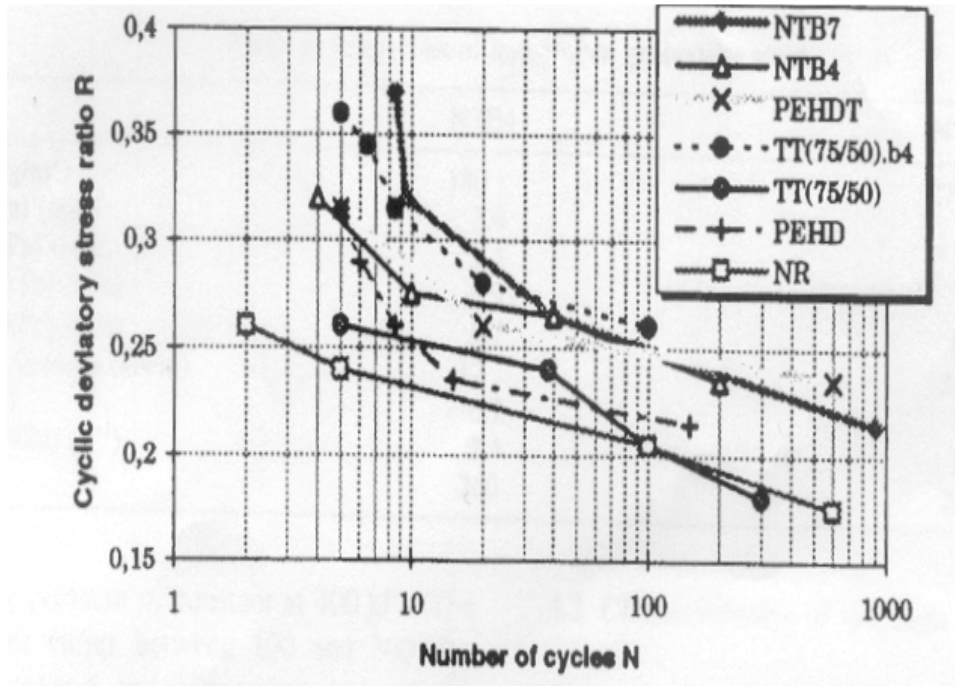


Figure 1-44 Influence du renforcement sur la résistance au cisaillement non drainée. (Vercueil et al 1997),

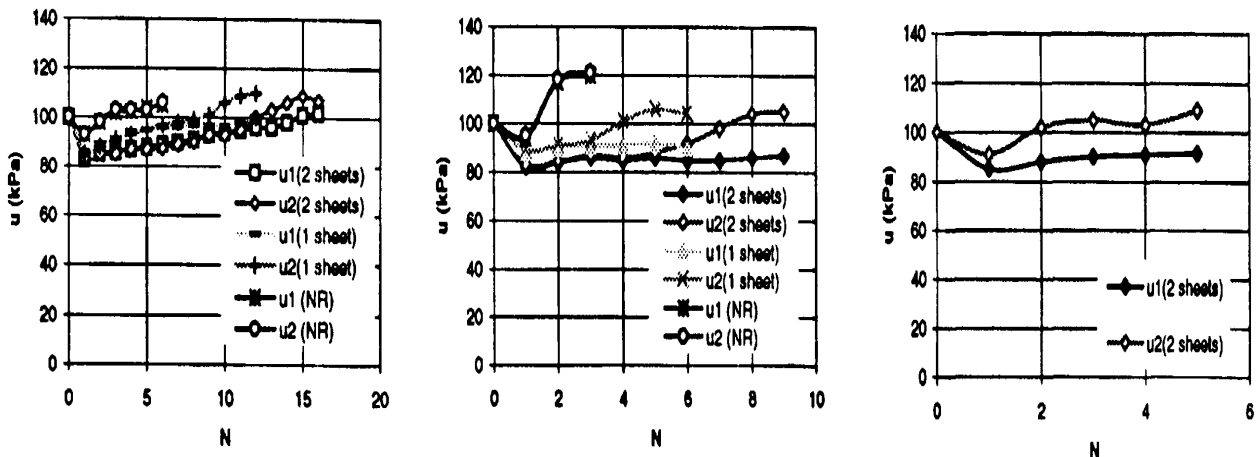


Figure 1.45 : Valeurs minimales de pressions interstitielles (R = 0.235, R = 0.285, R = 0.325) (Vercueil et al. 1997),

Avec une densité relative égale à 70%, Haeri et al. (2000) ont préparé des essais en faisant varier les paramètres suivants :

1. Nombres de couches de géotextiles : Trois couches
2. Diamètres d'échantillon: (38 et 100 mm)
3. Pressions de confinement : (60, 100, 300 et 500 kPa).
4. Trois types de géotextile (Hoechst 11/180), (Husker B500), (Typar 3407)

D'après la figure 1.46, On constate que les types de géotextiles, le confinement et le diamètre de l'échantillon jouent un rôle très important à savoir :

- L'augmentation des couches de géotextiles donne une bonne résistance.
- Le diamètre de 100mm avec un confinement de 300 kPa, assure une bonne résistance en comparaison avec le diamètre de 38mm et de confinement 60kPa.

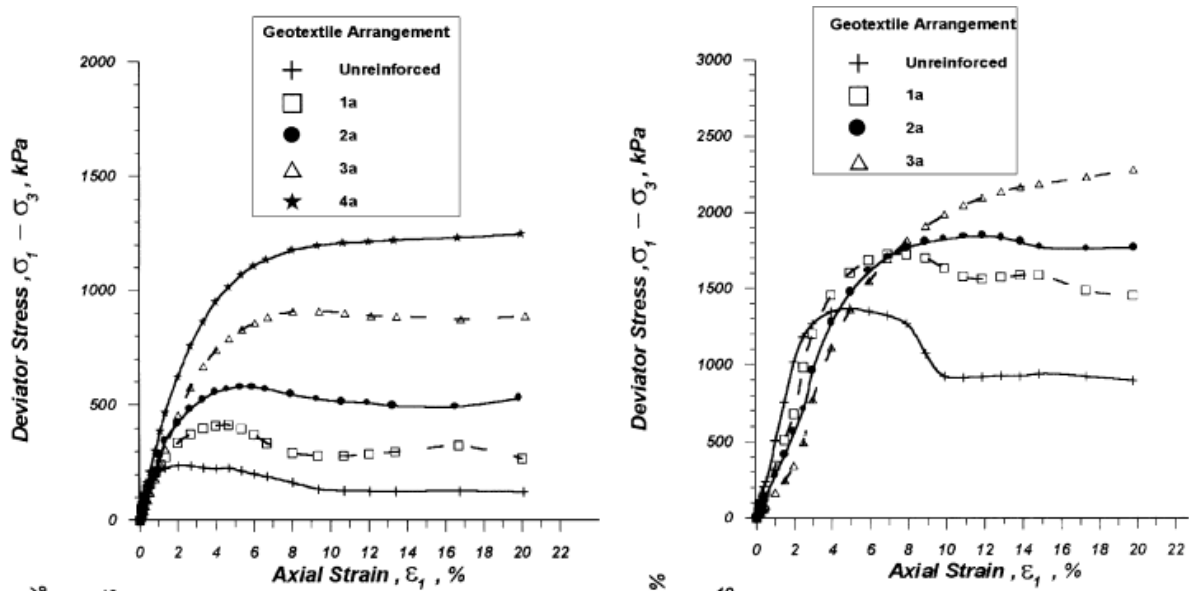


Figure 1.46 : Déviateur de contrainte versus déformation axiale. (a) géotextile (Tytar, 3407) et de diamètre (38 mm) sous une pression de confinement de 60 kPa, (b) géotextile (Husker, B500) et de diamètre (100 mm) sous une pression de confinement de 300 kPa (Haeri et al. 2000).

Pour évaluer le comportement du sol cohésif renforcé par deux types de géotextiles, Noorzad et al ont effectué des essais de compression triaxiale non drainés (UU) en prenant en considération Figure (1.47 et 1.48) ;

Les compactages relatifs (90,95 et 100%), deux types d'argiles (Khalilshahr et Amol) , trois pression de confinement (600,800,1000kPa), trois nombres des couches du géotextile et deux types de géotextiles non tissés (Husker B40, Terram 3000) ; les résultats de l'étude permettent de clarifier les concepts suivants ;

1. L'Augmentation de la teneur en humidité implique une diminution de la résistance maximale des échantillons renforcés et non renforcés.
2. Une amplification de la déformation à la rupture sous l'effet d'un compactage intensif.
3. Gain de résistance pour les sols à fort indice des vides.
4. Résistances élevées pour un nombre de couches de géotextiles élevées.

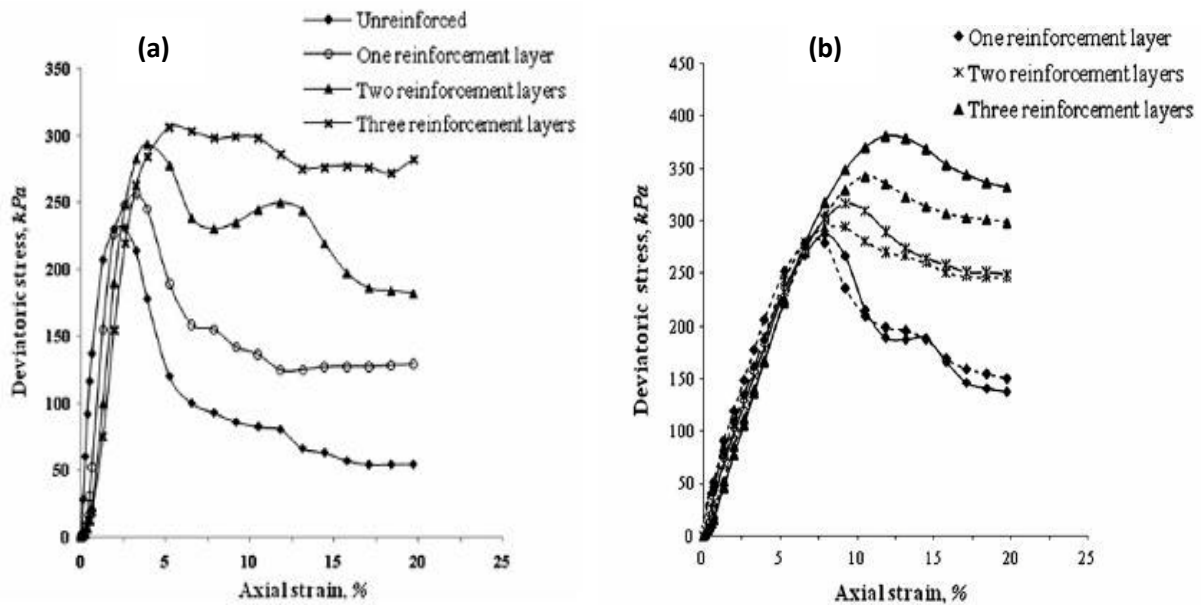


Figure 1.47 : Renforcement d'argile par des nappes des géotextiles non tissé :(a) l'argile (Khalilshahr) et Compactage relatif (100%), teneur en humidité (20%),(b) L'argile (Amol) et Compactage relatif (90%), teneur en humidité (22%) (Noorzad et al. 2010).

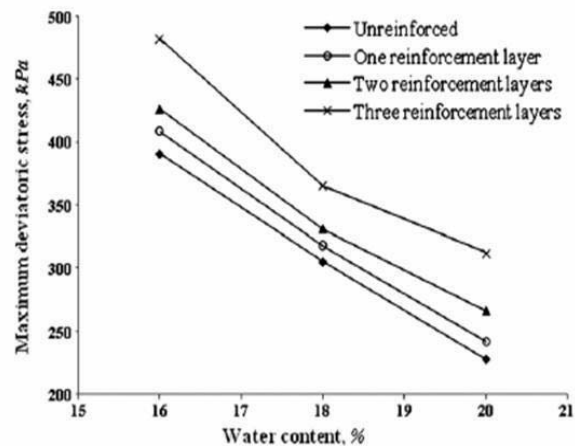


Figure 1.48 : La variation du déviateur de contrainte en fonction la teneur en eau(%) (Noorzad et al. 2010)

1.8.4.2 Amélioration par couche sandwich

L'interaction entre le sol et le renforcement est plus importante dans le cas de la structure des sols renforcés soumis aux charges de cycle (chemin de fer, routes, digue etc.). La résistance des sols sous chargement cyclique dépend d'un certain nombre de facteurs comme le nombre de cycles, la fréquence de chargement et la magnitude de la contrainte cyclique (Seed et Lee 1966, Dyaljee et Raymond 1982, Krishnaswamy et Isaac 1994 et 1995), ces derniers ont rapporté que le renforcement aide à réduire le potentiel de liquéfaction des sols. Plusieurs études ont été réalisées à l'appareil triaxial en variant le type de renforcement, les couches sandwichs (sandwich

layer), magnitude de la pression de cellule, nombre et renforcement des couches, la teneur en eau etc.

Unnikrishnan, Rajagopal et Krishnaswamy (2002), ont étudié l'influence du renforcement par la technique de couche sandwich (couche de sable de chaque côté du géotextile) sur un sol argileux du nord de Chennai city (Inde). Le sable provient des couches de sable de la rivière Ennore du même périmètre que l'argile. Des échantillons de diamètre 38 et 100 mm avec des hauteurs respectives de 76 et 200 mm ont été testés à l'appareil triaxial en cisaillement monotone sur chemin UU (non drainé non consolidé) avec une vitesse de déformation axial constante de 1.5%/min ; simulant le comportement d'un sol sujet à un chargement rapide après construction. Trois types de renforcement ont été utilisés dans cette étude, à savoir géotextile tissé et non tissé, et micro-grille. La micro-grille est un écran de plastique très fin avec de petites ouvertures de 0.5mm, très approprié pour les essais à petite échelle. Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 1.49 et 1.50. On observe que la disposition des couches de sables autour du renforcement améliore considérablement la résistance de l'argile (figure 1.49). On note que le déviateur maximal augmente avec l'augmentation de l'épaisseur des couches de sables jusqu'à la valeur $e_p = 08\text{mm}$, et après on remarque que une stabilisation de la résistance avec l'augmentation d'épaisseur des couches du sable, le type de renforcement avec la micro-grille donne le meilleur résultat (figure 1.50). La figure 1.51 l'influence du confinement sur le déviateur maximal développé, et que cette influence est très prononcée pour les faibles pressions de confinement.

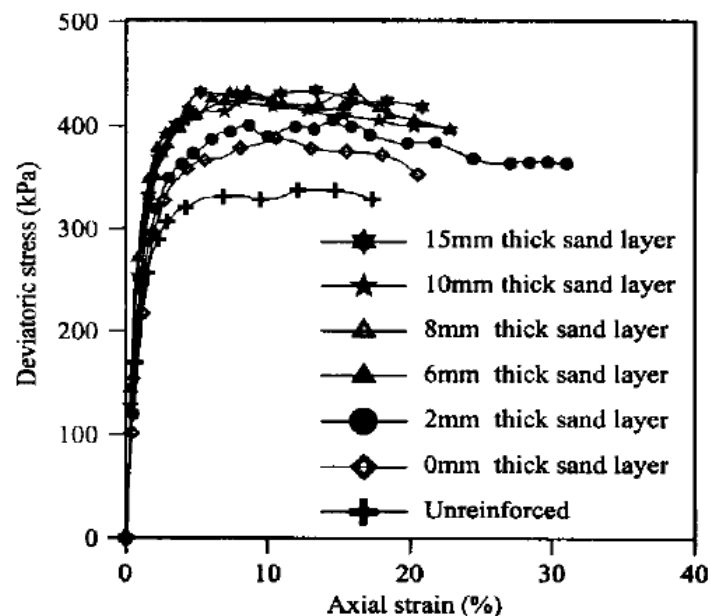


Figure 1.49 : Influence d'épaisseurs de couches de sable sur le déviateur ($\sigma_{3c} = 110 \text{ kPa}$, renforcement avec du géotextile tissé) (d'après Unnikrishnan et al 2002)

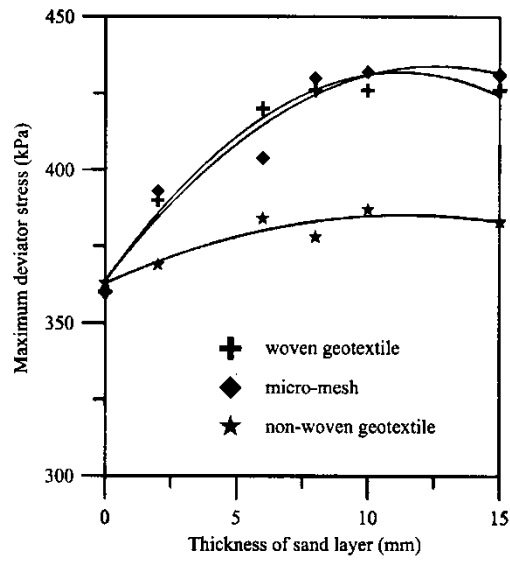


Figure 1.50 : Influence du matériau de renforcement sur le déviateur maximal développé

($\sigma_{3c} = 110$ kPa) (D'après Unnikrishnan et al 2002)

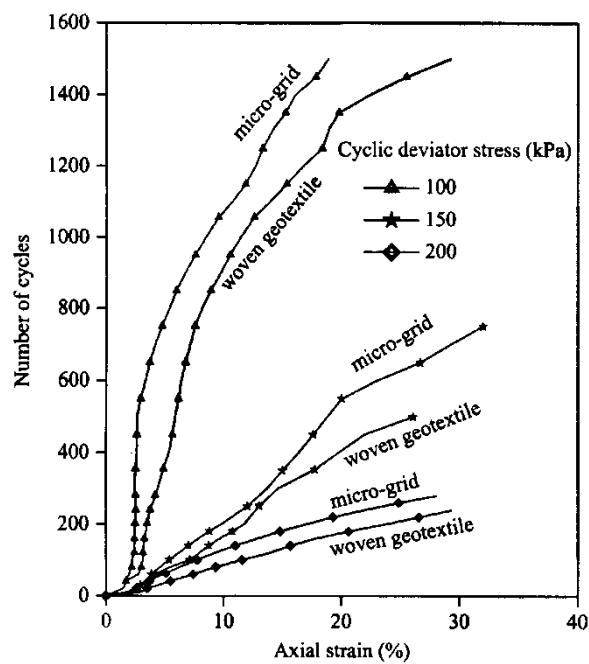


Figure 1.51 : Influence de la pression de confinement sur le déviateur maximal développé (renforcement avec du géotextile tissé) (d'après Unnikrishnan et al 2002)

Les résultats obtenus par [Unnikrishnan et al \(2002\)](#), ont révélé que la performance de l'amélioration due à l'inclusion de couches sandwich est beaucoup plus meilleure sous le chargement cyclique que monotone. On remarque que lorsque l'amplitude de chargement cyclique augmente, l'avantage d'inclusion de couches sandwichs ralentit la chute de résistance qui devait avoir rapidement dans l'échantillon. La tendance de durcissement notée sous faible chargement cyclique, n'est pas observée pour les grandes amplitudes (figure 1.52). Le terme CIR (potentiel d'amélioration cyclique exprimé en %) définit clairement l'avantage du renforcement des échantillons. Il est défini à un niveau particulier de déformation comme le rapport du nombre de chargement cyclique requis appliqué à un échantillon renforcé (avec ou sans couches sandwichs) au nombre de chargement de cycle causant le même niveau de déformation sur un échantillon non renforcé. On observe sur la figure 1.53 que le renforcement sans couches affecte légèrement l'augmentation de la résistance tandis qu'avec la disposition du renforcement avec couche de sable l'améliore considérablement. On remarque que l'augmentation de résistance par la technique de couches de sablées diminue avec l'augmentation d'amplitude du chargement en comparaison avec celle de faibles amplitudes (figure 1.53).

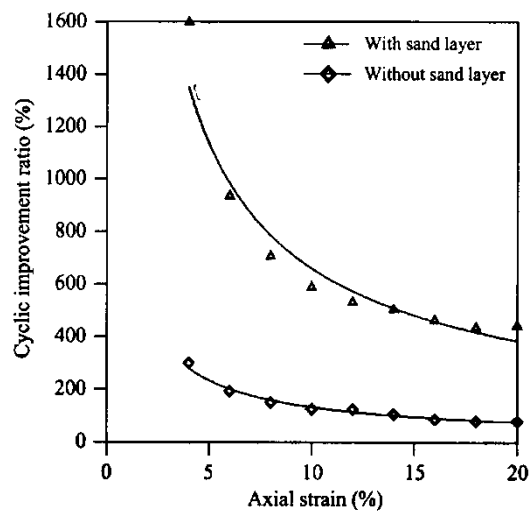


Figure 1.52: Evolution du potentiel d'amélioration cyclique renforcé (CIR) avec micro-grilles à un niveau de contrainte cyclique = 100 KPa (d'après [Unnikrishnan et al 2002](#))

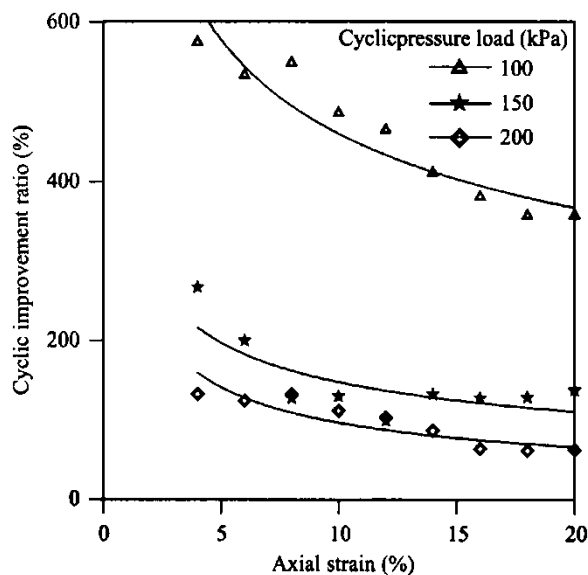


Figure 1.53 : Influence de la contrainte déviatoire cyclique sur le potentiel d'amélioration cyclique (d'après [Unnikrishnan et al 2002](#))

1.8.4.3 Amélioration par inclusion de fibres et mailles géosynthétiques

Le renforcement des sols par la technique d'inclusion de fibres synthétiques aléatoirement est utilisé dans les structures de soutènement, digues etc. Divers types d'éléments répartis aléatoirement, comme éléments de mailles polymères, fibres métalliques, fibres synthétiques sont utilisés pour le renforcement des sols.

Cependant, l'étude du comportement des sols renforcés par la technique aléatoire d'inclusion des éléments synthétiques sous chargement cyclique est très limitée dans la littérature. [Boominathan et Hari \(2002\)](#), ont étudié le comportement du matériau " Fly Ash" renforcé par des fibres et mailles géosynthétiques. Le matériau de renforcement a été utilisé avec une proportion d'aspect AR (Aspect ratio) de 20 pour les fibres ($AR = l/L$) et 10 pour les mailles ($AR = l/L$). Les essais ont été réalisés sur des échantillons de densité $Dr = 50\%$ et une teneur en fibres synthétiques de 0.5 à 2% du poids sec du FLY ASH (figure 1.54 et 1.55). On note que la pression interstitielle diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres. Il est à noter qu'avec une plus grande teneur en fibre l'homogénéité de l'échantillon n'est pas la même à cause de la ségrégation entre les particules du FLY ASH et le renforcement. On observe sur la figure 1.55 que l'effet de la résistance au cisaillement non drainée est très significatif, l'échantillon renforcé par des mailles ($AR = 20$) donne une faible valeur de pression interstitielle que l'échantillon renforcé par avec un $AR = 10$ qui montre une meilleur résistance au cisaillement non drainée. La figure 1.56 illustre le résultat d'un échantillon renforcé par un mélange de fibres/mailles avec une teneur optimale ($AR = 20$ pour les mailles et $AR = 10$ pour les fibres). On note que le renforcement par mailles indique une

supériorité sur le renforcement par fibres .On peut conclure que l'inclusion de mailles synthétiques dissipe facilement la pression interstitielle et fournit un meilleur emboîtement dans le matériau.

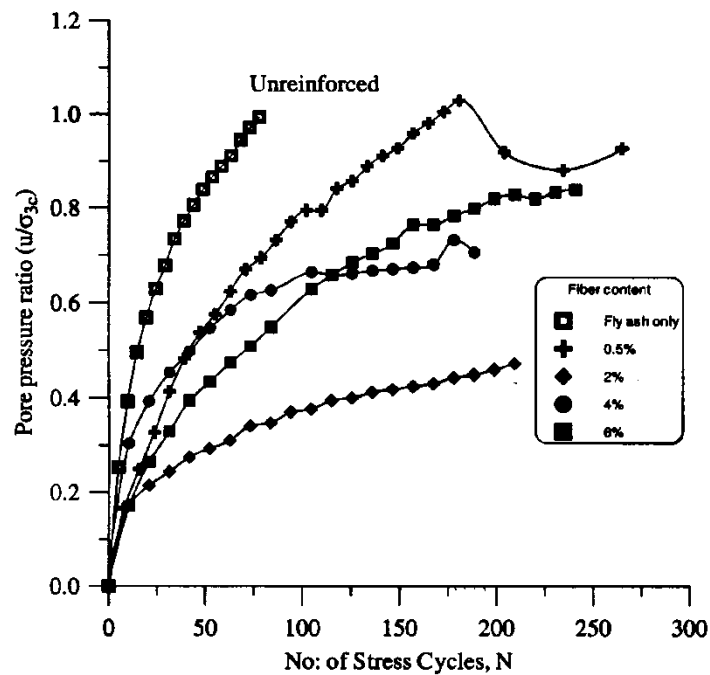


Figure 1.54: Influence de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement non drainée (d’après Boominathan et Hari 2002)

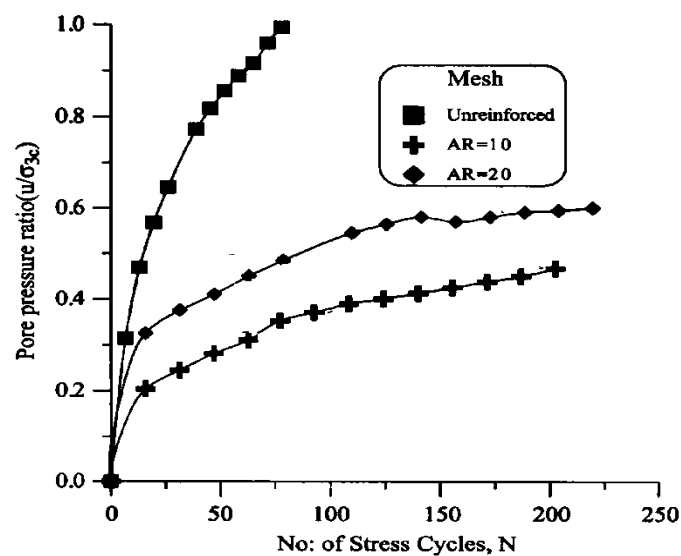


Figure 1.55: Effet de la proportion "AR" sur la résistance au cisaillement non drainée du FLY ASH renforcé ($\sigma_{3c} = 40 \text{ kN/m}^2$, $\text{CSR} = 0.3$, teneur en maille= 2%) (D’après Boominathan et Hari 2002)

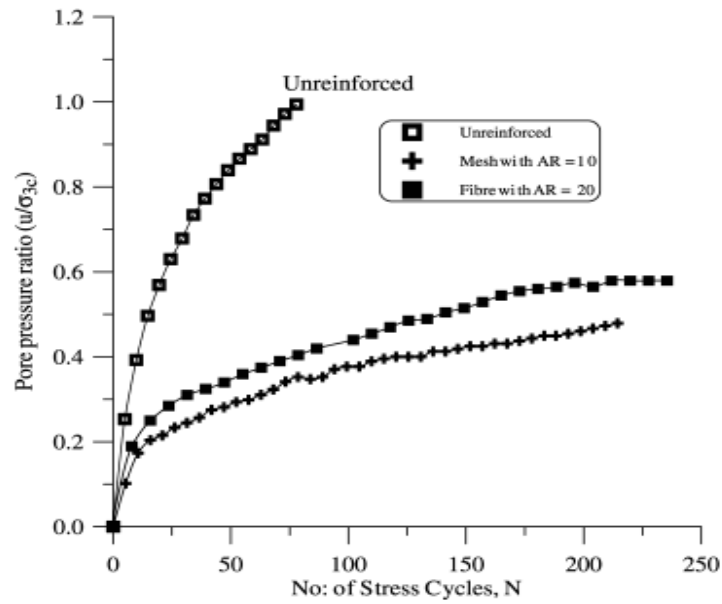


Figure 1.56: Effet du type de renforcement sur la résistance au cisaillement non drainée ($\sigma_{3c} = 40 \text{ kN/m}^2$, $\text{CSR} = 0.3$, teneur fibre/maillage = 2%) (D’après Boominathan et Hari 2002)

Ghazavi et al. (2003), ont réalisé une série d’essais sur le renforcement du sol par caoutchoucs avec deux états de densités différentes (lâche et dense). Les résultats obtenus ont montré que le déviateur de contrainte augmente avec l’augmentation des pourcentages de caoutchoucs à hauteur de 10%. Ensuite on constate une tendance inverse pour les pourcentages supérieurs à 10% (figure 1.57).

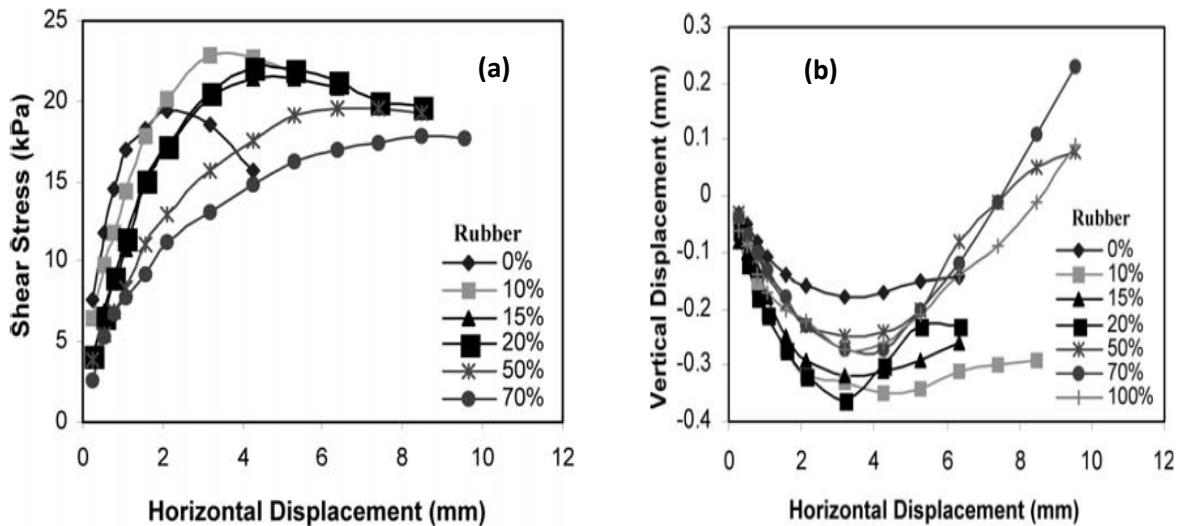


Figure 1.57 : (a) variation de la contrainte de cisaillement avec déplacement horizontal pour les échantillons légèrement compactés et (b) évolution de la déformation verticale (contrainte normale de $54,8 \text{ kN/m}$) (Ghazavi et al. 2003),

Dans un autre contexte, [Nouri et al. \(2015\)](#), ont procédé à des renforcements d'un sable de l'Oued Chélif (Algérie) avec cinq couches de plastique. Les résultats obtenus montrent une augmentation progressive de la résistance avec le nombre de couche. La résistance maximale atteint la valeur 250 kPa pour une densité relative de 60%, et nombre de cinq couches (figure 1.58).

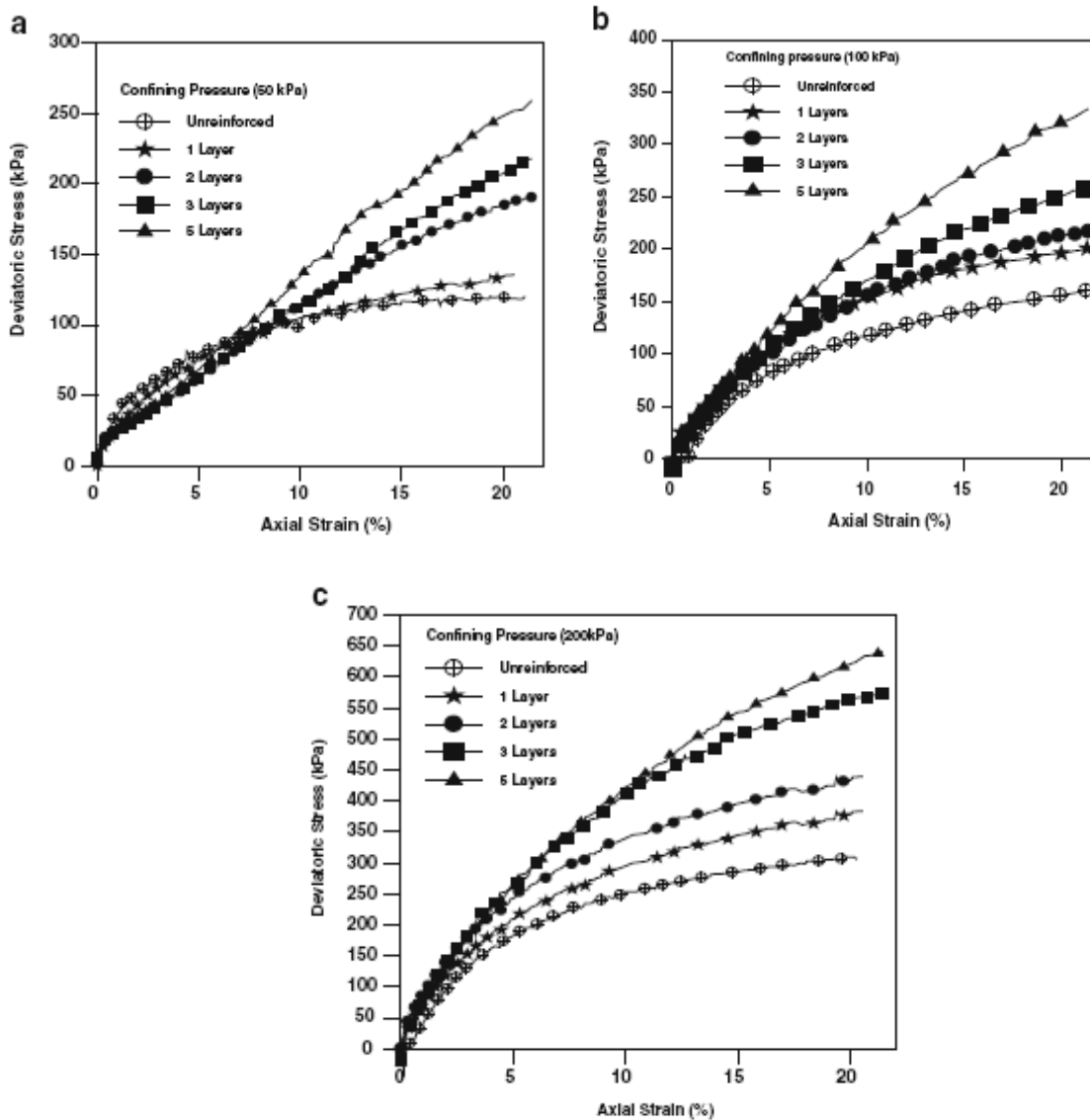


Figure 1.58: Déviateur de contrainte en fonction de déformation axiale (%), Renforcement par des couches des plastiques (50, 100 ,200kPa) ($D_r= 60\%$) ([Nouri et al. 2015](#)),

1.8.4.4 Renforcement par géosynthétiques :

[Madhavi et Vidya \(2007\)](#) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur sable renforcé par plusieurs types de renforcement, ils ont utilisé des couches de polyester, cellule et fibres de polyester. Les résultats ont montré une nette amélioration de la résistance au cisaillement due à l'augmentation du frottement entre les grains de sable et le matériau de renforcement (figure

1.59). On note que les échantillons renforcés par des nappes de polyester présentent une très grande résistance par rapport aux échantillons renforcés par cellule et fibres.

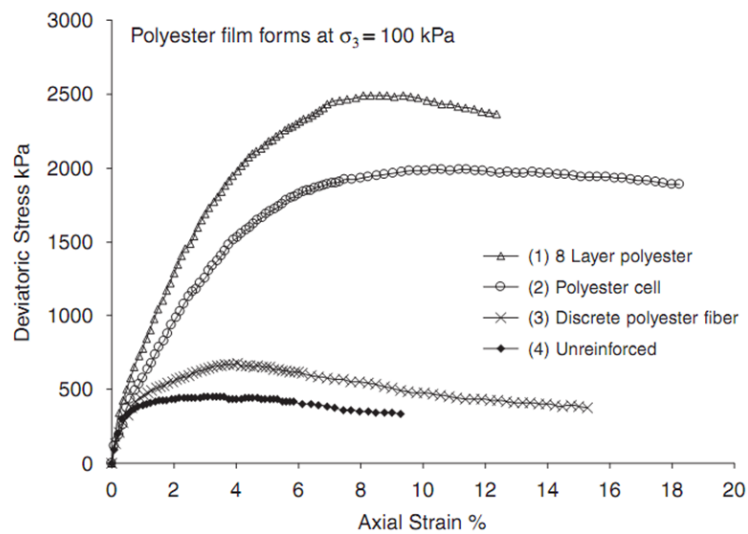


Figure 1.59 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la déformation axiale pour le sol renforcé (Madhavi et Vidia. 2006).

Hoseinpoor et al. (2010) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur sable renforcé deux types de nappes de géotextile. Les résultats ont montré une nette amélioration de la résistance au cisaillement due à l'augmentation du frottement entre les grains de sable et le géotextile (figure 1.60).

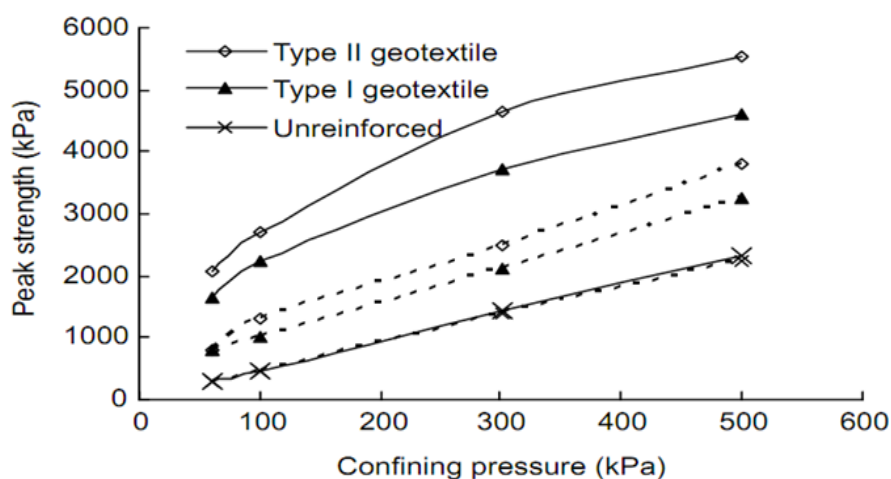


Figure 1.60 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte de confinement pour le sol renforcé (Hosseinpoor et al. 2010).

1.8.5 Amélioration des sols par pré-chargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré-chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux.

- Principe

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

-Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants.

-Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes, voir (Figure 1.61).

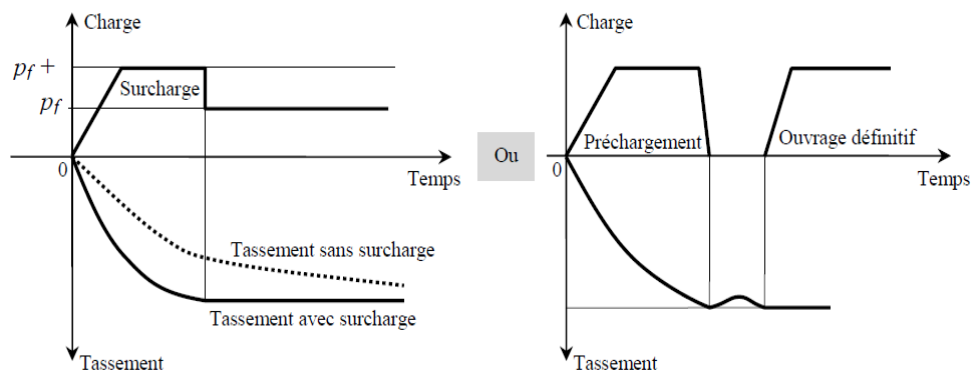


Figure 1.61 : principe de pré-chargement sur le contrôle des tassements
(Liausu et al. 1995)

1.8.6 Amélioration par fibres polypropylène

Des essais triaxiaux monotones drainés sur un mélange de sables-fibre polypropylène ont été réalisés par [Ibraim et al. \(2010\)](#). Les résultats obtenus lors de leurs études (sols renforcés et non renforcés) ont permis de mettre en relief l'augmentation brusque de la résistance au déviateur pour un taux de fibres évalué à 0,9% (fig 1.62a). Par contre la déformation volumique (ϵ_v), marque une contractance pour un sable non renforcé et une dilatance du sable renforcé à 0.9%

de fibre à partir de 0.1% de déformation(fig.1.62b). De plus, ils ont réalisé une autre série d'essais triaxiaux non drainés de compression et d'extension sur un mélange sable-fibres (fig1.63). Les résultats montrent une augmentation de la fraction des fibres induit à une augmentation significative de la résistance au cisaillement non drainée.

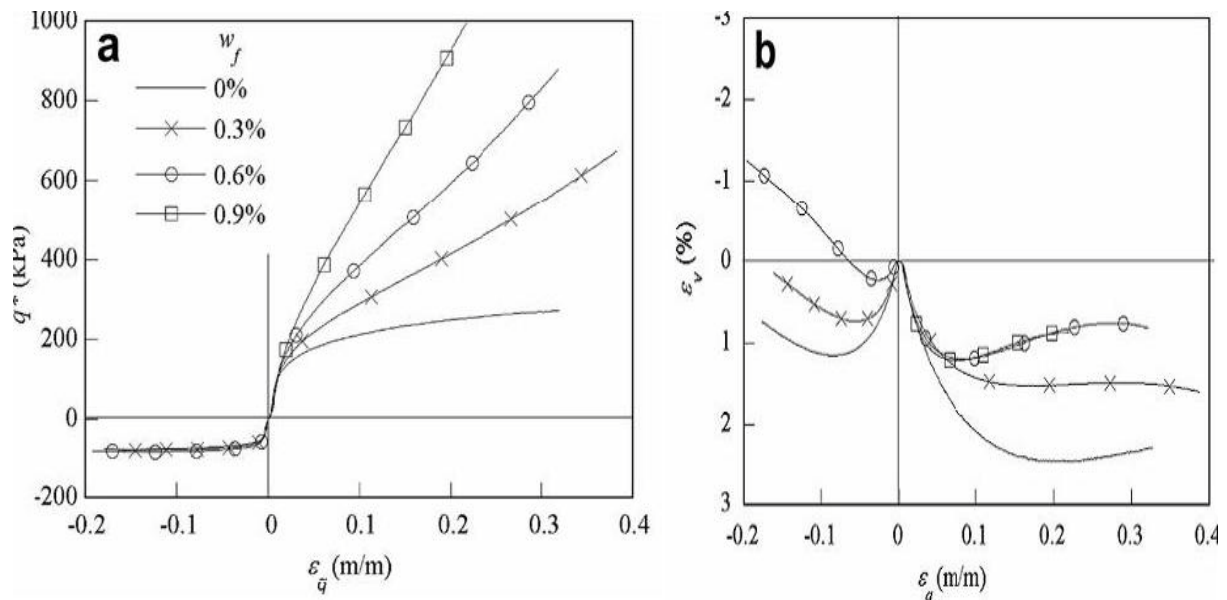


Figure 1.62 : Le déviateur contrainte et déformation volumique (CD et $\sigma_c=100\text{KPa}$) (Ibraim et al. 2010)

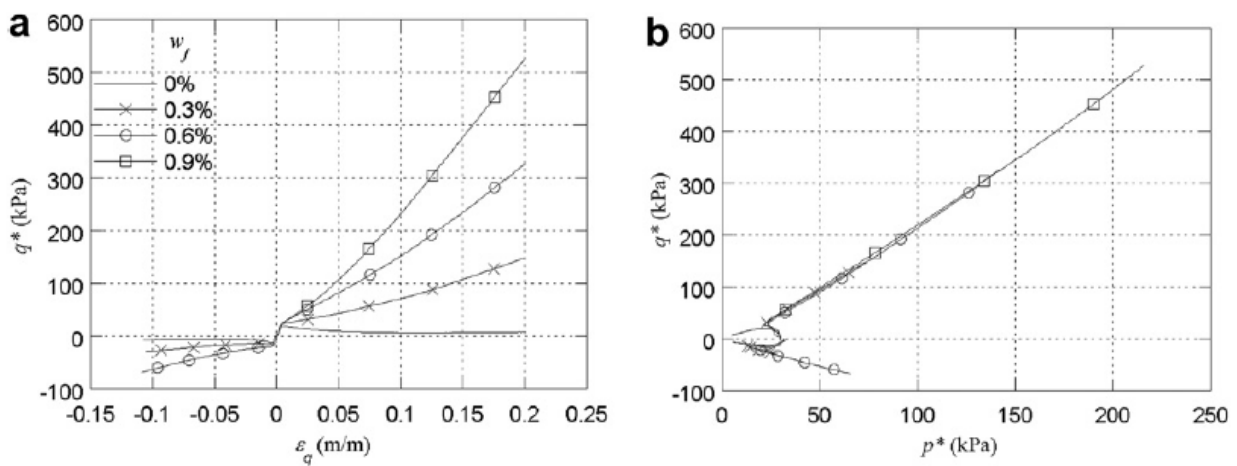


Figure 1.63 : Le déviateur contrainte et la pression effective moyenne (CU et $\sigma_c=30\text{KPa}$) (Ibraim et al. 2010)

Hamidi et Hooresfand (2013), ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur un sable renforcé par des fibres de polypropylène. Les résultats ont montré une nette amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la teneur en fibres sur des échantillons de sol de densités relatives de 50 et 70% (figure 1.64).

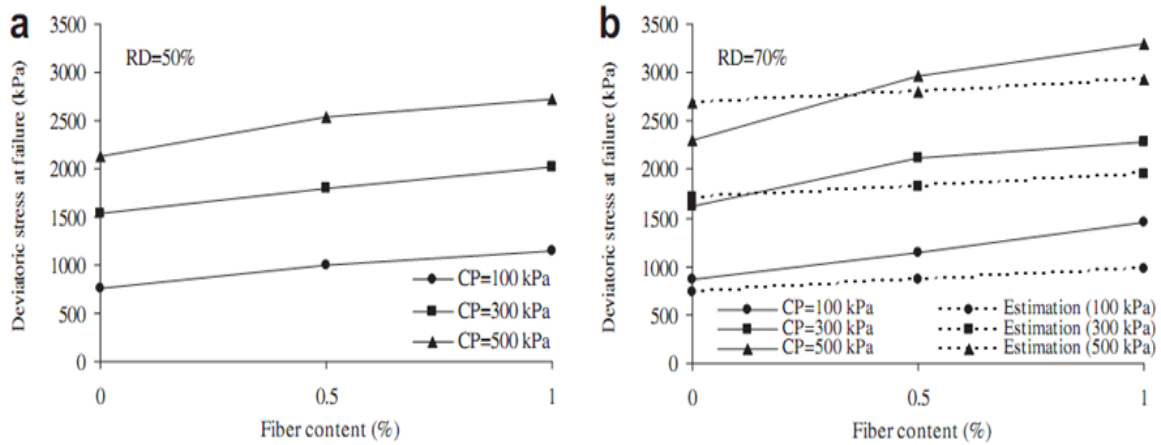


Figure 1.64 : Evolution de la résistance en fonction de la teneur en fibres (Hamidi et Hooresfand . 2013)

Les résultats des essais de cisaillement direct réalisés par Costas et al. (2013) sur des échantillons de sable de classe ($S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_6$), renforcés par des fibres à différents pourcentages (0, 0.1, 0.3 et 0.5%) et de densités relatives de 50 et 70% et des contraintes normales de 50,100,200,400 et 800kPa, révèlent ce qui suit :

- La classe du sable qui contient des tailles plus faible donne une bonne résistance de cisaillement (Sable de classe 1 (S_1) ; $\tau = 705$ kPa Avec $\sigma_n = 800$ kPa).
- Le pourcentage de fibres de 0.1% donne des contraintes de cisaillement élevées dans le sable de classe S_1 , par contre la contrainte augmente avec l'augmentation des pourcentages des fibres dans le sable de classe 6.

La figure 1.65 illustre ces résultats pour la première densité utilisée.

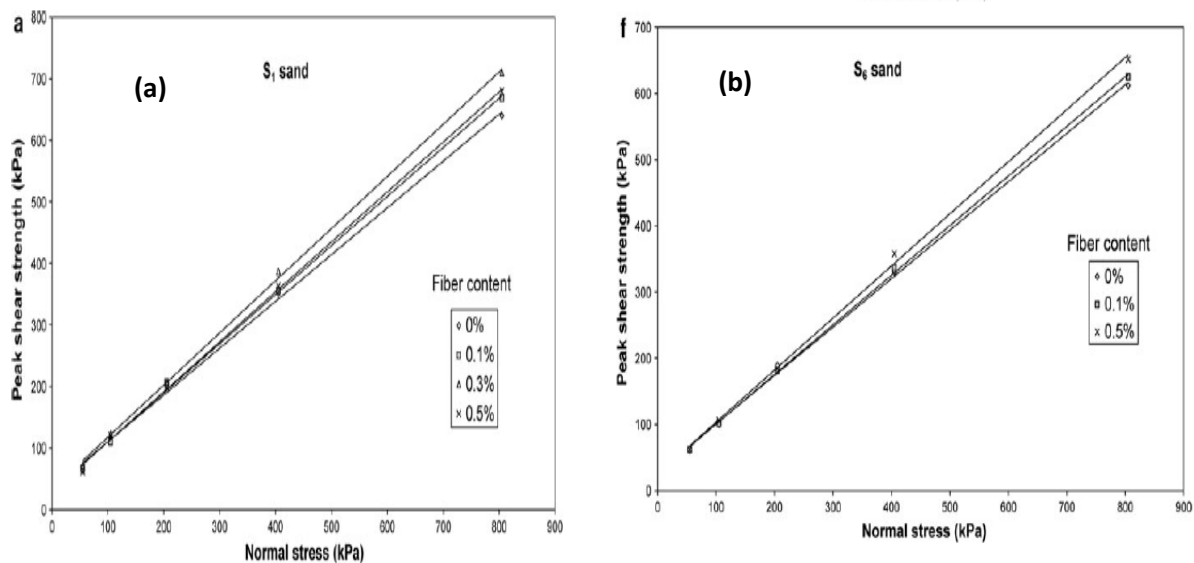


Figure 1.65 : (a) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence du teneur en fibres avec la classe S_1 , (b) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence de la teneur en fibres avec la classe S_6 pour $Dr=50\%$ (Costas et al. 2013).

D'après [Shivanand Mali et al \(2013\)](#), les résultats des essais de cisaillement direct sur un sol renforcé par des pourcentages des fibres variant de 0, 0.5 , 0.75 ,1%, avec une densité relative de 65% et une contrainte normale de 100 kPa , montrent que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres d'une part et diminue la phase de la contractance d'une autre part, ceci est due à la bonne d'adhérence entre la teneur en fibres et les grains de sol sableux (Fig1.66).

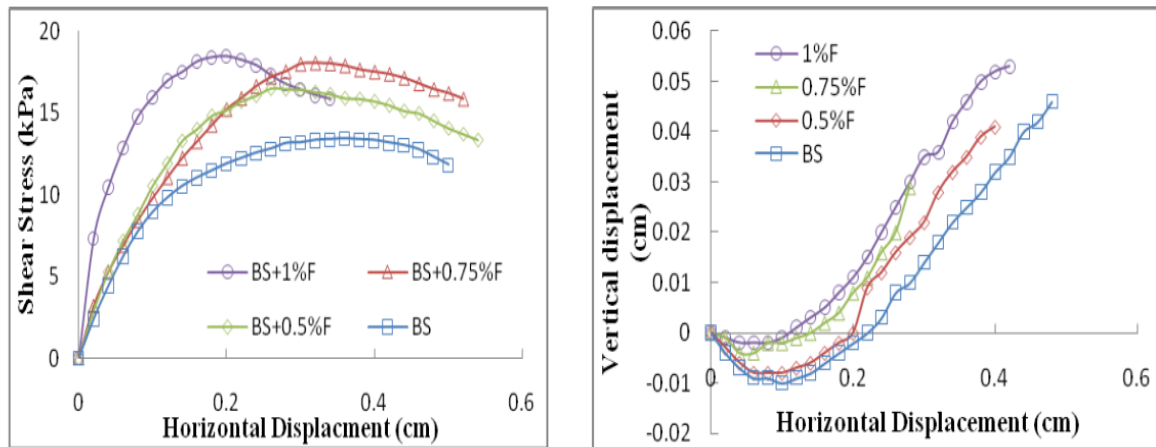


Figure 1.66 : Variation de la contrainte de cisaillement et du déplacement horizontal on fonction du déplacement vertical pour $Dr= 65%$ et $\sigma_n=100kPa$ ([Shivanand Mali et al. 2013](#)),

[Benessalah et al \(2015\)](#), remarquent qu'avec une densité relative égale à 48%, la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de teneur d'eau(ω) , tel qu'illustré par la figure 1.67. Alors qu'avec une densité relative égale à 87% et un sable sec renforcé par des différents pourcentages de fibres, on constate qu'une teneur en fibres de 0,3% donne une valeur pic d'amélioration des caractéristiques mécaniques du sable (fig.1.68).

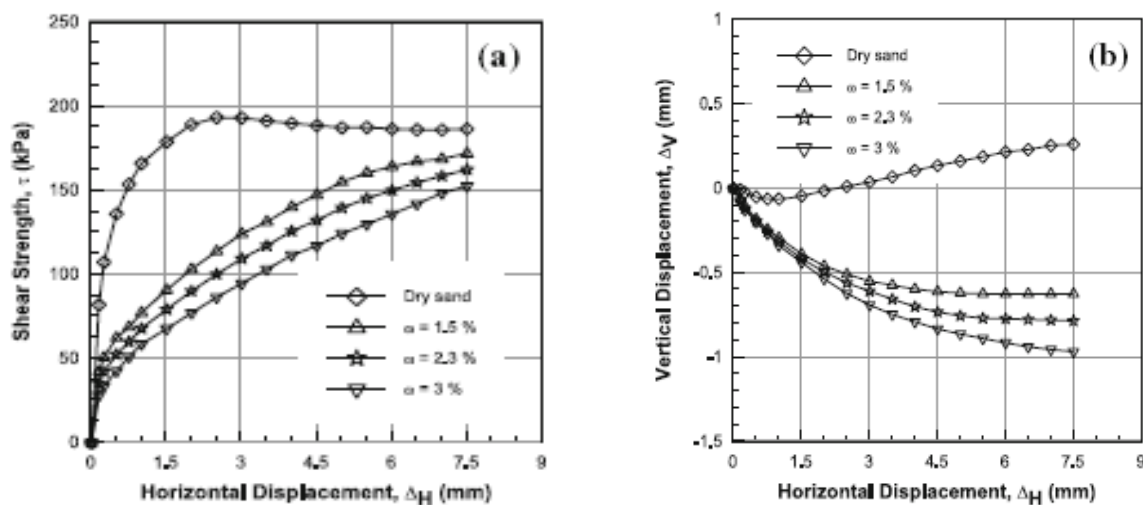


Figure 1.67 : (a) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence du teneur en eau (ω), (b) la déformation verticale en fonction de déformation horizontale ($Dr=48%$) ([Benessalah et al. 2015](#)).

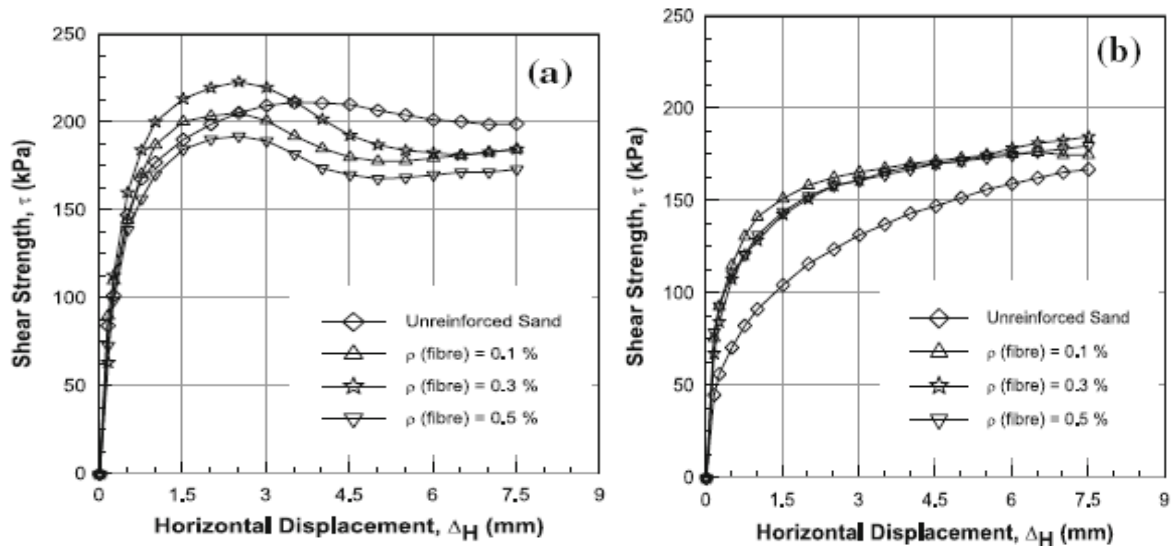


Figure 1.68 : (a) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence du teneur en fibres (ρ), (b) Variation de la contrainte de cisaillement et l'influence de teneur en fibres (ρ) avec ($\omega=0.3$) et ($Dr=87\%$) (Benessalah et al. 2015).

1.8.7 Amélioration du module de déformation d'un terrain par les colonnes ballastées

Les travaux de Laurent et Brunon (2004) sur le renforcement par inclusions rigides verticales constituent une alternative particulièrement intéressante aux fondations sur sol compressible de type traditionnel, ils peuvent aussi apporter une réponse pertinente aux soucis d'environnement et d'optimisation des coûts et des délais de construction. La technique des inclusions rigides consiste à transférer la charge due à l'ouvrage renforcé vers une couche de sol plus dur. Ce transfert se fait par l'association d'inclusions rigides traversant le sol compressible et d'une plate-forme granulaire disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage. Les mécanismes régissant le transfert de charge dans cette plate-forme et le long des inclusions sont encore mal connus. Différentes méthodes ont été proposées pour modéliser ces mécanismes mais aucune ne prend en compte le problème dans sa globalité. Un inventaire des techniques de renforcement, des expérimentations, des ouvrages de référence et des méthodes de dimensionnement a été réalisé, il apporte des enseignements pour améliorer les connaissances dans le domaine du renforcement par inclusions rigides.

D'après l'étude de Taoufik Benchelha (2004) sur l'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en oeuvre un « maillage » de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations (Figure 1.69).

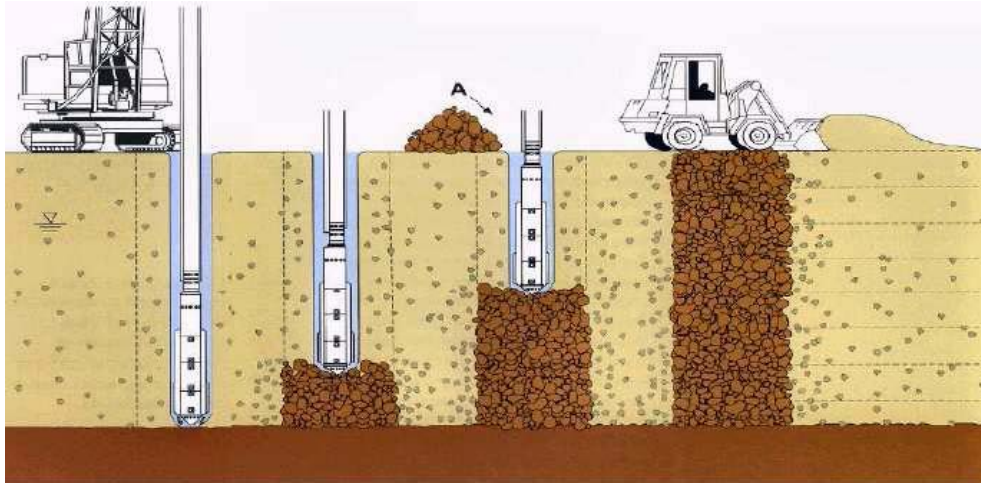


Figure 1.69: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide (d'après [Taoufik Benchelha 2004](#))

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol.
- Diminuer les tassements totaux et différentiels.
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant.
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

La solution qui consiste à renforcer le sol par des colonnes ballastées a permis de :

- Supprimer le risque de liquéfaction de sol.
- Garantir une contrainte admissible ELS de 0,3 Mpa sous les massifs de gros béton ;
- Garantir des tassements admissibles.
- Economiser un montant.
- Réduire le délai d'exécution des deux ouvrages d'Art de 5 mois.

1.9 Conclusion

La perte de résistance au cisaillement est très importante dans l'étude des sols soumis à des chargements monotone ou cyclique. C'est un problème des sols très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il dépend de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, la présence d'éléments fins, la densité relative, le confinement, le pré-chargeement, la saturation et la sur consolidation.

La bonne compréhension de problème de la perte de résistance au cisaillement et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse et la stabilité des sols.

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 des sols et sols renforcés.

La résistance au cisaillement d'un sol peut être améliorée si celui-ci est sujet à un haut risque d'instabilité, en agissant sur l'un de ces paramètres. Actuellement les méthodes les plus utilisées pour l'amélioration de la résistance au cisaillement agissent sur la densité relative, les conditions de drainage du sol, par inclusions de nappes de géotextiles, géogrides ; pour ces derniers leur application sur le terrain est très limitée, l'augmentation du pourcentage des fibres géosynthétiques mène à une augmentation de la résistance au cisaillement. Elles sont utilisées pour la stabilisation des pentes et talus etc. L'amélioration d'un site par colonnes ballastées a connu ces derniers un grand succès vu leur coût moins cher et leur facilité d'exécution.

Dans le prochain chapitre, nous allons étudier d'une manière détaillée à l'aide de l'appareil triaxial et la boîte cisaillement certains aspects du comportement d'un sol renforcé par inclusions de nappes de géotextiles et des fibres du verre.

Chapitre 2

DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

2.1 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 suivant :

1. la cellule triaxial 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.

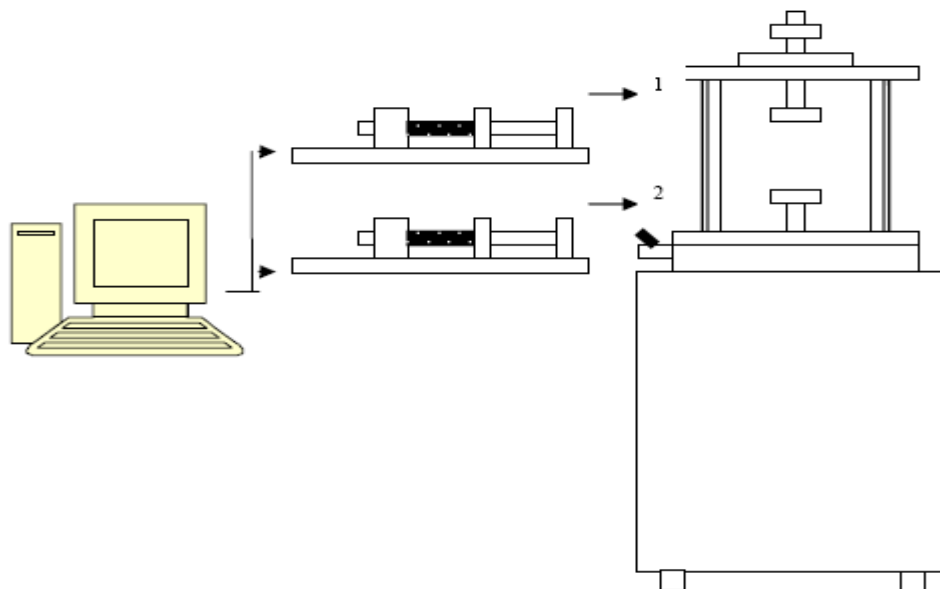
2. la boîte de cisaillement qui permet de réaliser des essais de bonne qualité.

2.2 Dispositif expérimental

2.2.1 Présentation générale de l'appareil triaxial

Le dispositif expérimental utilisé est présenté schématiquement dans la figure 2.1. 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 relié 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.



(1) application de la pression dans la cellule

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

Figure 2-1 : Dispositif expérimental utilisé

Le schéma de la cellule de Bishop est présenté dans la figure 2.2. 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 appliqué 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.

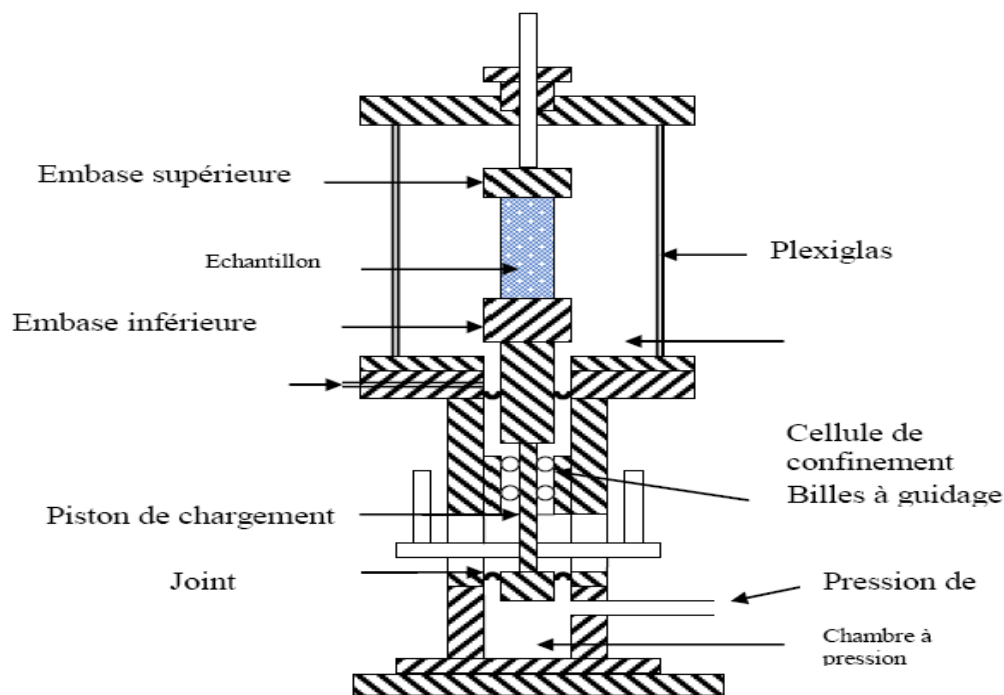


Figure 2.2 : Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée

2.2.1.1 Le moule de fabrication des échantillons

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi-cylindriques (figure 2.3). Les deux coquilles (figure 2.4) 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.

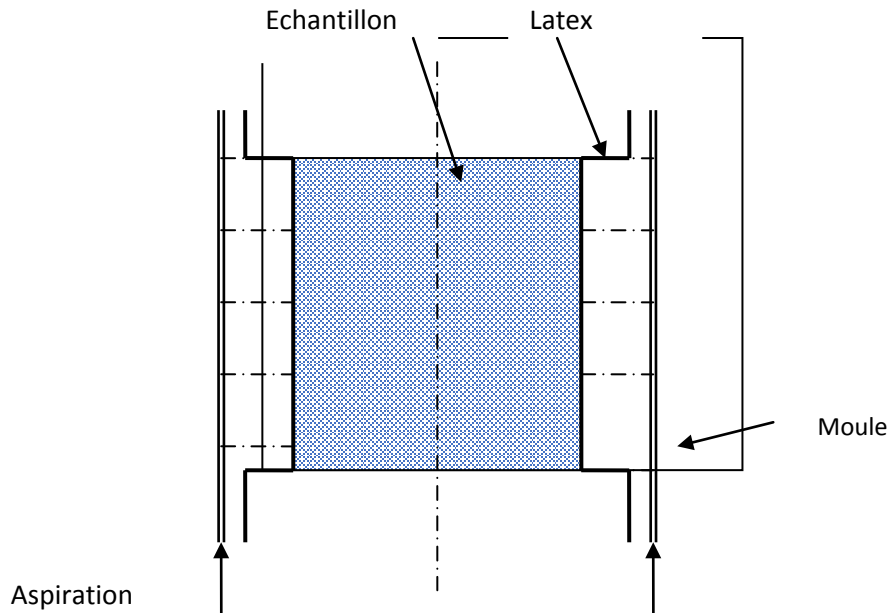


Figure 2.3 : moule de fabrication des échantillons



Figure 2-4 : Coquilles du moule de fabrication de l'échantillon

2.2.1.2 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 (Menziez, 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 2.5. 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 est 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.

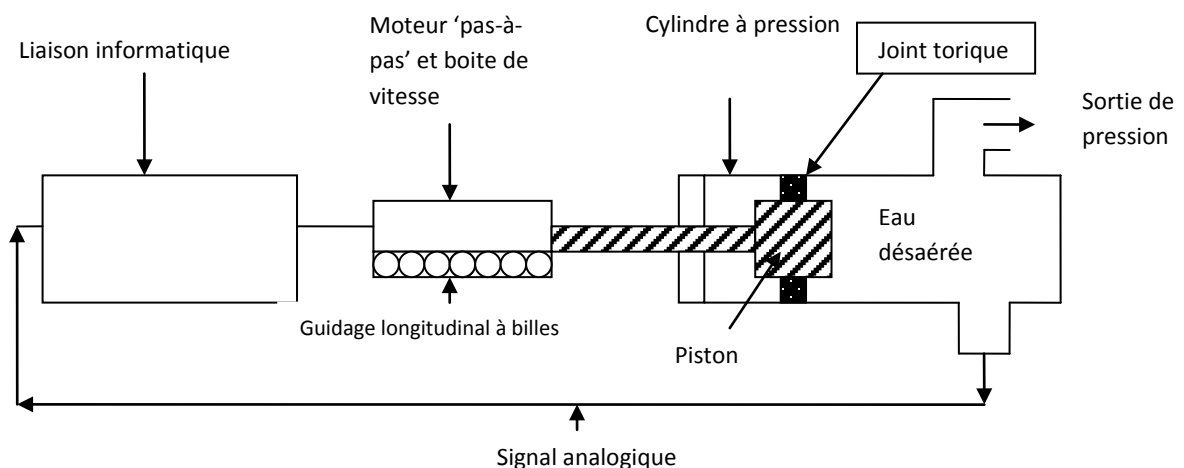


Figure 2.5 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menziez, 1988).

2.2.1.3 Système d'anti frettage

Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon plusieurs chercheurs (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'anti frettage efficace. Ce travail a abouti au système composé des éléments suivants (fig 2.6)

- 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.

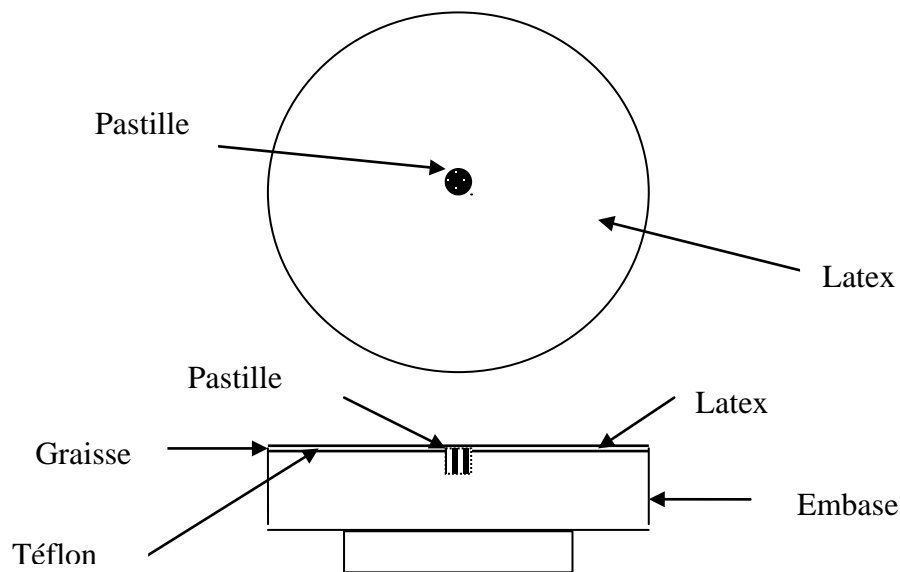


Figure 2.6 : Système d'anti frettage utilisé

2.2.1.4 Système d'accrochage

Le système d'accrochage a été modifié pour la réalisation d'essais cycliques. La figure 2.7 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.

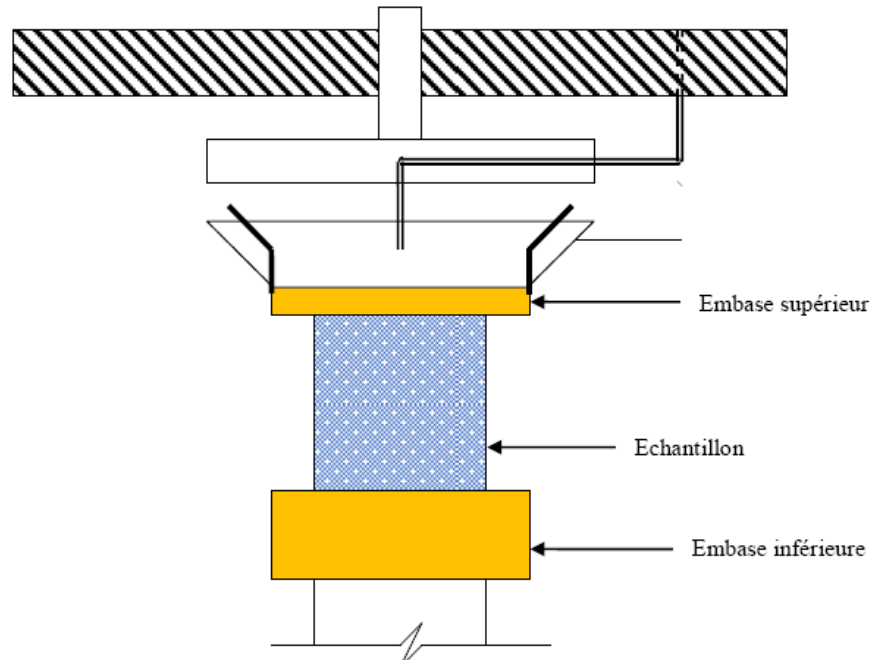


Figure 2.7 : Système d'accrochage utilisé

2.2.2 Présentation générale de la boîte de cisaillement direct

Les essais ont été effectués au moyen de l'appareillage du laboratoire de mécanique des sols, Le bâti de consolidation sur lequel on dépose la boîte est surmonté d'un étrier recevant les poids donnant la charge N (Fig. 2.8).



Figure 2.8 : La boîte de cisaillement carrée de Casagrande

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C .

Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas, par exemple, de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.

2.2.2.1 Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande

Cet essai est issu après des expériences de Coulomb, s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement. Cette boîte est constituée de deux parties se déplaçant l'une par rapport à l'autre dans un plan horizontal.

L'essai consiste à placer un échantillon de sol dans une boîte de cisaillement et à la soumettre à une charge verticale N , et à une charge horizontale T . que l'on augmente progressivement jusqu'à la rupture.

La vitesse à laquelle on augmente la charge horizontale doit être assez faible pour assurer les meilleures conditions de drainage possibles et dissiper toutes les pressions interstitielles.

Le plan de rupture se développe progressivement le long du plan horizontal imposé par le déplacement de la partie inférieure de la boîte de cisaillement sur sa partie supérieure.

La charge horizontale maximale T enregistrée définit les conditions de rupture mesurant l'aire corrigée (A_c) sur laquelle agissent les charges N et T , on peut calculer directement la contrainte normale effective (σ_{nrupt}) et la résistance au cisaillement effective à la rupture (τ_{rup}).

2.2.2.2 Objectif et exigences

L'essai de cisaillement direct permet de mesurer les résistances au cisaillement direct de pic et résiduelle en fonction de la contrainte normale au plan de cisaillement.

Lorsqu'on détermine les caractéristiques de surface d'une discontinuité qui déterminent la résistance au cisaillement, il convient de réaliser une description précise de l'essai, comportant le type et la rugosité du joint, le type et l'épaisseur du matériau de remplissage et la présence d'eau dans le joint.

- ✓ Les éléments suivants doivent être spécifiés, en plus des exigences indiquées à
- ✓ l'orientation de l'éprouvette et ses dimensions ;
- ✓ les spécifications de la machine d'essai ;
- ✓ la vitesse de déplacement de cisaillement pendant l'essai ;
- ✓ les valeurs de la contrainte normale à imposer pendant les essais de cisaillement direct

2.3 Mode opératoire

2.3.1 Appareil triaxial

2.3.1.1 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

$$Id = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \dots\dots\dots (3.1)$$

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.

2.3.1.2 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](#) ; [Been and Jefferies, 1985](#) ; [Vaid and Negussey, 1984](#) ; [Canou, 1989](#) ; [Canou et El-Hachem, 1989](#) ; [Ishihara, 1993](#) ; [Zlatovic and Ishihara, 1997](#) ; [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.2.9a). 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.2.9b). 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.

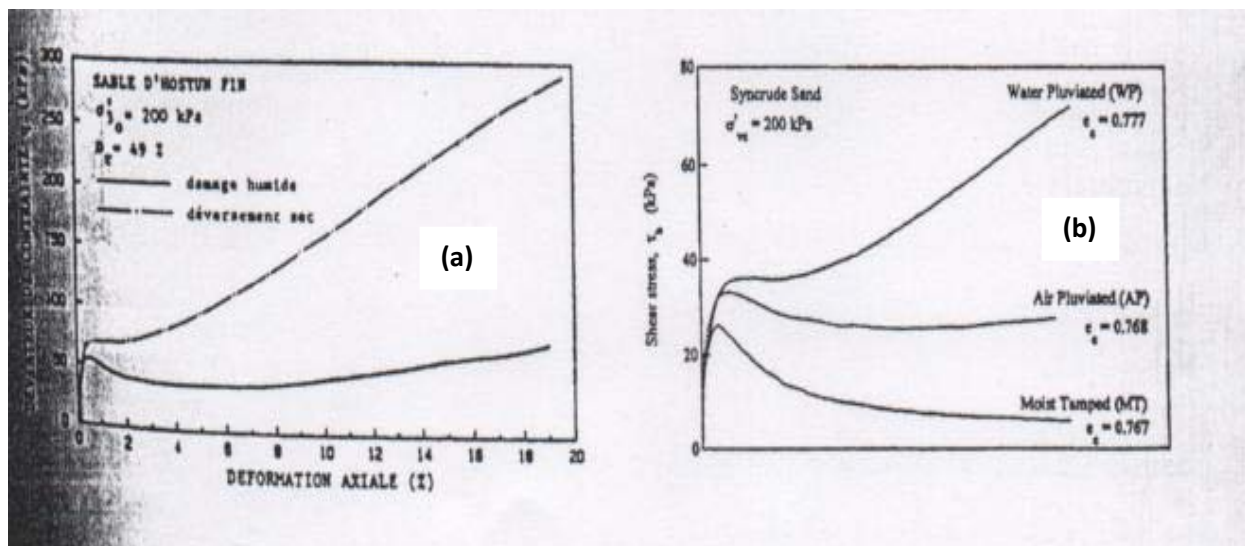


Figure 2.9 : Influence du mode de dépôt sur la réponse non drainée des sables
(a) Canou (1989) ; (b) Vaid et al. (1999).

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 2.10). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir.

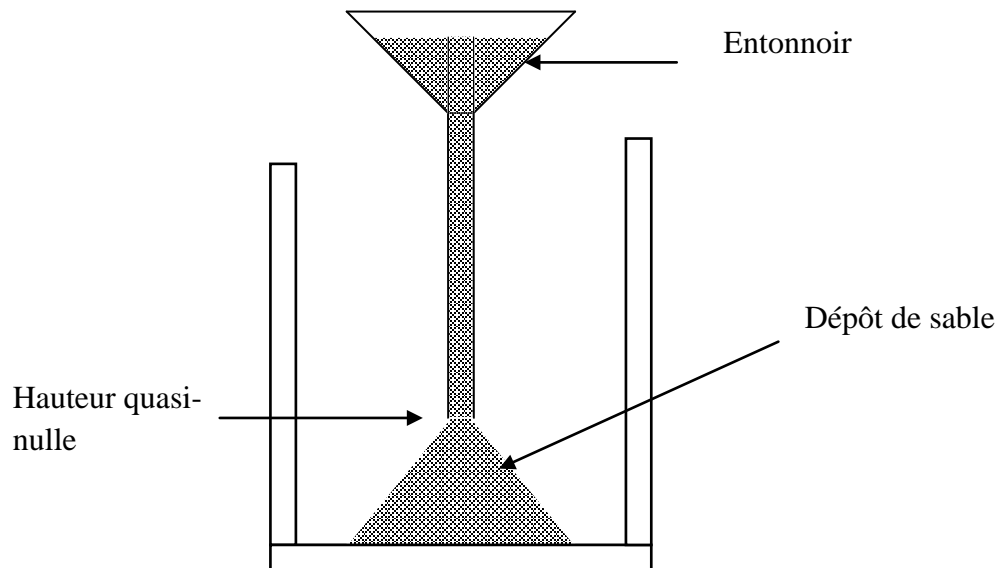


Figure 2.10 : Préparation par déversement à sec

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 2.11) (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.

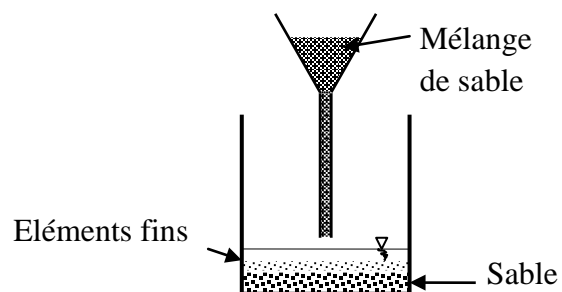


Figure 2.11 : Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW)

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 3% à 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 :

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

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 2.12). La méthode préconisée par [Ladd \(1978\)](#), suggère une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives.

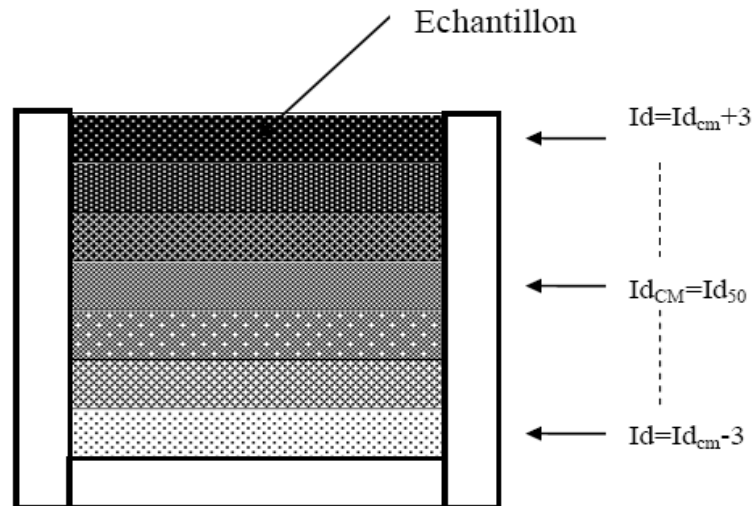


Figure 2.12 : Préparation par sous compaction

2.3.1.3 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.

2.3.1.4 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 (figure 2.13).

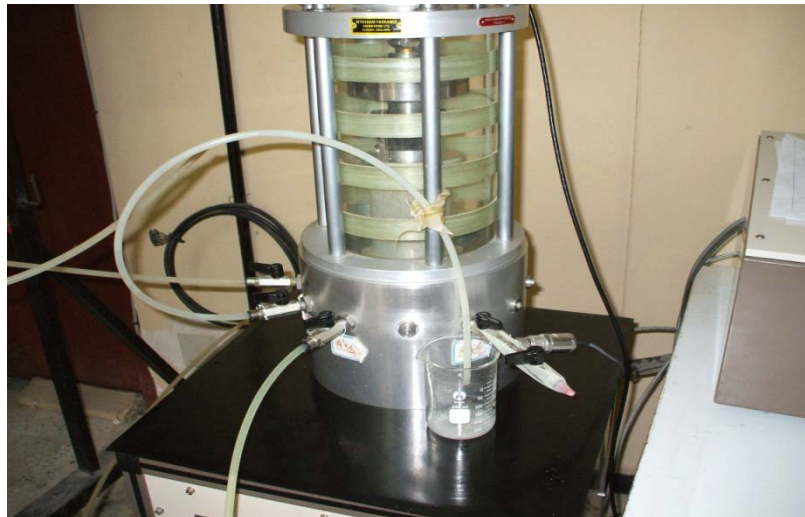


Figure 2.13 : Saturation avec de l'eau désaérée.

2.3.1.5 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 dans 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.

2.3.2 L'appareil de cisaillement direct

2.3.2.1 Préparation de l'échantillon

On prélève un échantillon de sol représentatif en quantité suffisante pour effectuer au moins trois essais avec des charges verticales différentes ($\sigma_n = 50, 100$ et 200 kPa). On applique deux densité relative (15 et 50%). On choisit la boîte de cisaillement en fonction du type de sol.

La boîte dont la section intérieure est carrée convient parfaitement aux sols pulvérulents, tandis que qu'il est préférable d'employer la boîte circulaire avec les sols cohérents. La largeur ou diamètre intérieur de la boîte devrait être supérieure à 5cm, sans jamais être inférieur à dix fois.

Le diamètre équivalent des plus grosses particules dans les cas des sables; on se sert couramment de la boîte de cisaillement carrée de 6 cm de côté, et une hauteur de 2,5cm

On assemble solidement les deux parties de la boîte de cisaillement au moyen de deux vis de blocage et on mesure sa hauteur (H), sa longueur (L) et sa largeur (l) à l'intérieur on présume que la longueur est parallèle à la direction du déplacement. On installe ensuite la plaque de soutien au fond de la boîte, puis on place une pierre poreuse et une plaque rainurée perforée par-dessus. On dépose le sol dans la boîte suivant une méthode qui permet de reproduire le plus fidèlement possible les conditions que l'on veut mesurer.

2.3.2.2 Lecture

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

- Enlever les poids du plateau de la charge.
- Débloquer l'anneau dynamométrique
- enlever la boîte du chariot de l'appareil
- Sortir l'éprouvette de la boîte
- Mesurer le poids spécifique final

2.4 Matériaux Utilisés

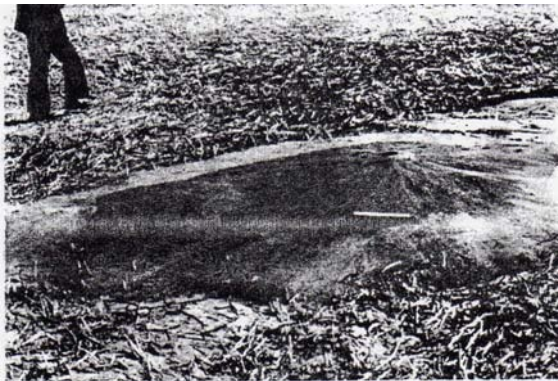
Le matériau utilisé est le sable de Chlef ; comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville qui a subi une liquéfaction total lors du séisme de Chlef de 1980 ; plusieurs cratères de sable, glissement de terrain et dislocation d'arbres ont été observés le long des berges d'oued Chlef (figure 2.14). Les essais ont été réalisés sur un sable de trois densité relative (15, 50 et 70%), il s'agit un sable moyen, avec un diamètre moyen $D_{50} = 0,61\text{mm}$, $D_{10} = 0,225\text{mm}$ et un coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10} = \text{égal à } 3,38$, la masse volumique des grains solides (G_s) est égale à 2.67. Deux types de renforcement ont été utilisés dans ce programme d'essais.



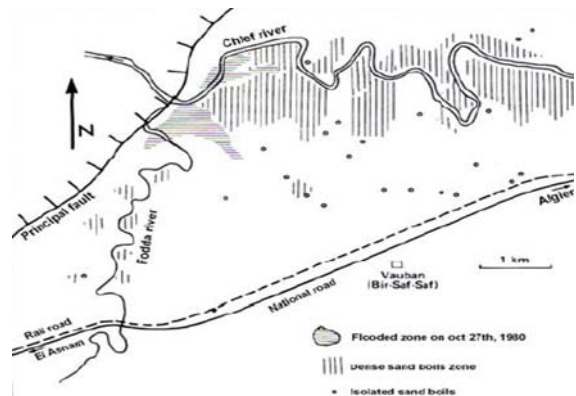
(a) Glissement de terrain le long des berges d'oued Chlef



(b) Dislocation d'arbres dans la vallée de Chlef



(c) Cratères de sable liquéfié



(d) Zone de liquéfaction totale à Bir Safsaf (Oued Fodda)

Figure 2.14: Phénomène de liquéfaction lors du séisme d'El Asnam (Chlef) 1980

La courbes granulométrique de ce sol est donnée dans la figure 2.15 ont été obtenues par tamisage sur une série complète de tamis. Le tableau 2.1 donne les caractéristiques de ce sable. Les caractéristiques physiques et mécaniques de deux types de géotextiles sont illustrées dans le

tableau 2.2. Les propriétés physiques et mécaniques de fibres de verres sont illustrées dans le tableau 2.3. La figure 2.16 montre les types de renforcement utilisés (Fibre de verre, géotextile tissé, géotextile non tissé).

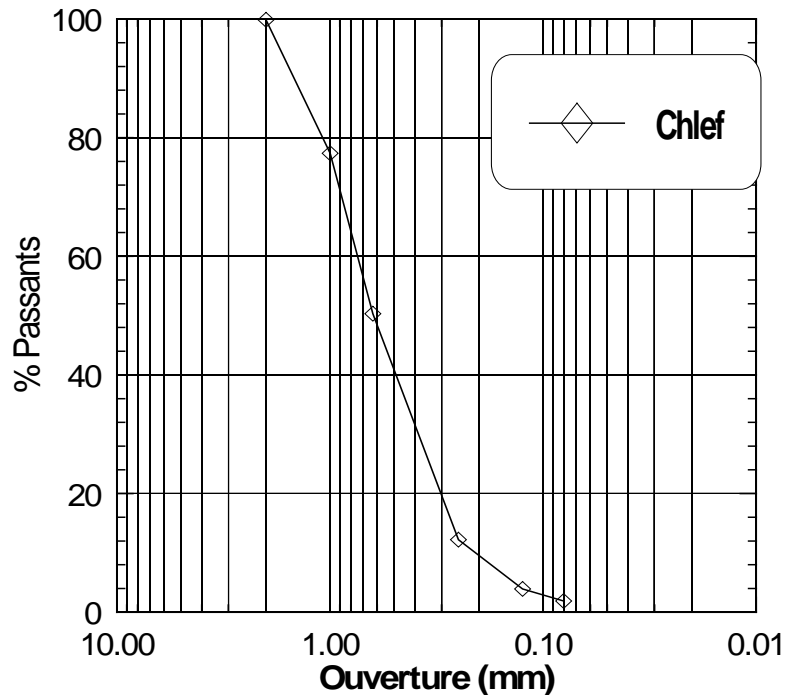


Figure 2.15: Courbe granulométrique du sable utilisée dans cette étude

Tableau 2.1 : Caractéristiques physiques du sable de Chlef

Propriétés	Sable de Chlef
Masse spécifique (g/cm ³)	2,67
e_{\max}	0,854
e_{\min}	0,535
$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	3,38
D ₁₀	0,225
D ₅₀	0,61
Forme des particules	Arrondie

Table 2.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du matériau de renforcement (géotextile tissé et géotextile non tissé).

Propriétés	Type de renforcement	
	BidimS72	PEC75
Géotextile	BidimS72	PEC75
Fabrication procès	Non tissé	Tissé
Résistance à la traction T_{max} (Kn/m)	25	79
Déformation à l'effort de traction ϵ_{max} (%) SP	80	11.5
Déformation à l'effort de traction ϵ_{max} (%) ST	70	85
Perforation dynamique (mm)	15	17
Perméabilité (m/s)	0.055	0.07
Ouverture de filtration (μm)	85	95
Masse surfacique (g/m^2)	305	350
Epaisseur sous 2 kpa (mm)	2.7	2.3

Table 2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du matériau de renforcement (Fibres de verres).

Propriétés	Type de renforcement
Fibre de verre tissée	EWR800
Diamètre DF(mm)	0.024
Longueur LF (mm)	10
LF/DF	416
Masse surfacique (g/m^2)	800

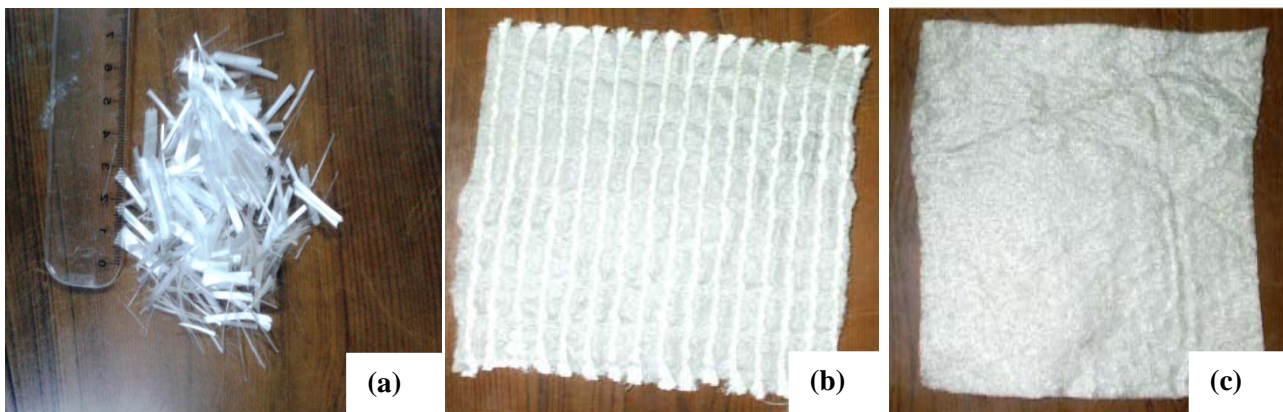


Figure 2.16 : Type de renforcement : (a) Fibre de verre utilisé, (b) géotextile tissé, (c) géotextile non tissé.

2.5. Programme d'essais

2.5.1 A l'aide de l'appareil triaxial

Pour étudier l'effet de la variation des paramètres du sol sur le comportement mécanique des sols sableux et renforcé un total de plus de 100 essais de compression triaxiale ont été réalisées. Par ailleurs, certains essais expérimentaux ont été répétés pour déterminer la précision du résultat. Le programme expérimental a consisté à effectuer des essais de compression triaxiale sur 70mm x 70 mm de sable sec. Le sol et les paramètres du géotextile ont été varié au cours des expériences sont:

- 1- les types de géotextiles (Géotextile tissé et non tissé).
- 2- Nombre de couches de géotextiles (Une, deux et trois nappes).
- 3- Trois densités relatives ont été utilisées (15, 50 et 70%).
- 4- Trois contraintes de confinement (50, 100 et 200 kPa)
- 5- Tous les essais ont été conduits avec une vitesse de cisaillement de 0.17mm/min.
- 6- Les nappes de géotextiles pour le renforcement ont été faites en disposition comme la figure (2.17)

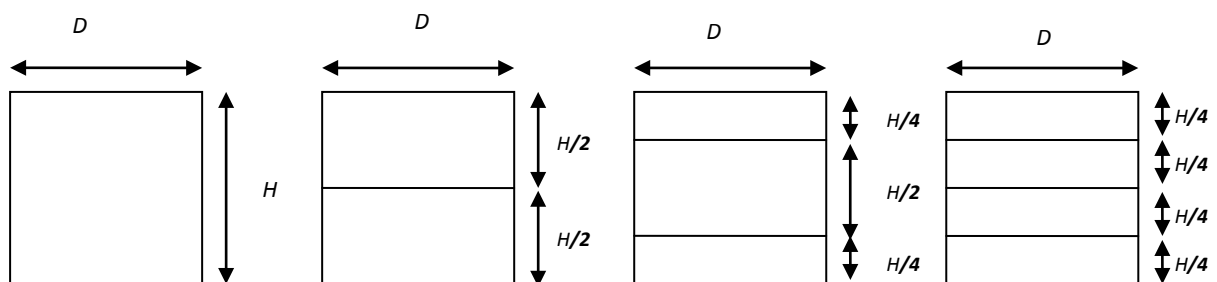


Figure 2.17: Arrangement des nappes de géotextiles dans l'échantillon.

2.5.2 A l'aide de l'appareil de cisaillement

Pour étudier l'effet paramétrique sur sol renforcé par des fractions en fibres de verre sous des contraintes normales (50,100 et 200 kPa), on a réalisé plus de 30 essais de cisaillement. Le sol et les paramètres de fibre de verres ont été varié au cours des expériences sont:

- 1- Un type de fibre (Fibre de verres).
- 2- Les différents pourcentages des fibres (0, 0.25, 0.50, 0.75 et 1%).
- 3- Deux densités relatives ont été utilisées (15, 50 %).
- 4- Trois contraintes de normale (50, 100 et 200 kPa)

5- Tous les essais ont été conduits avec une vitesse de cisaillement de 1 mm/min.

6- l'Arrangement de fibre de verres dans l'échantillon est illustré dans la figure 2.18.



Figure 2.18: Arrangement des fibres de verres dans l'échantillon.

2.6 Répétabilité des essais

2.6.1 A l'appareil triaxial

Afin de tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais drainés monotones sur le sable de Chlef à un confinement 100 kPa et à un indice de densité $I_d = 0,5$. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure 2.19. On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

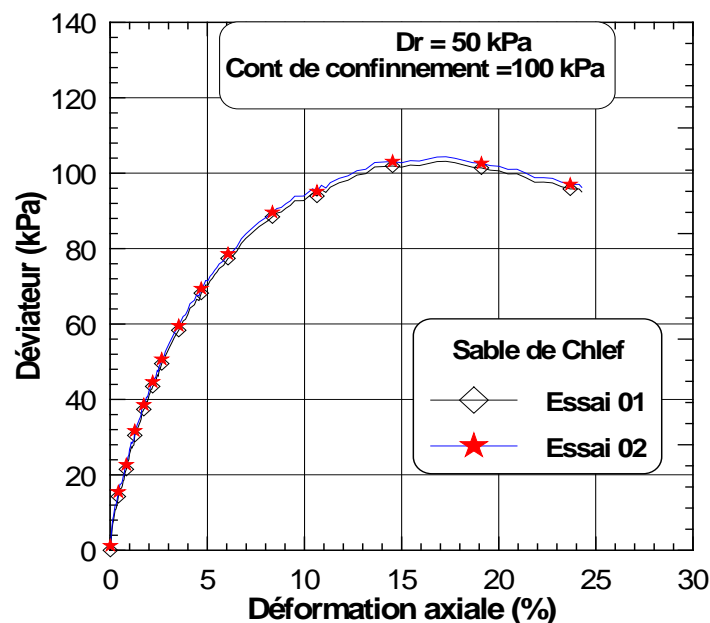


Figure 2.19: Vérification de la procédure expérimentale (Sable de Chlef, $D_r = 50\%$, $\sigma'_c = 100$ kPa)

2.6.2 A l'appareil de la boîte de Cisaillement

Pour tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais sur le sable de Chlef à une contrainte normale de 200 kPa et à un indice de densité $I_d = 0,15$. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure 2.20. On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

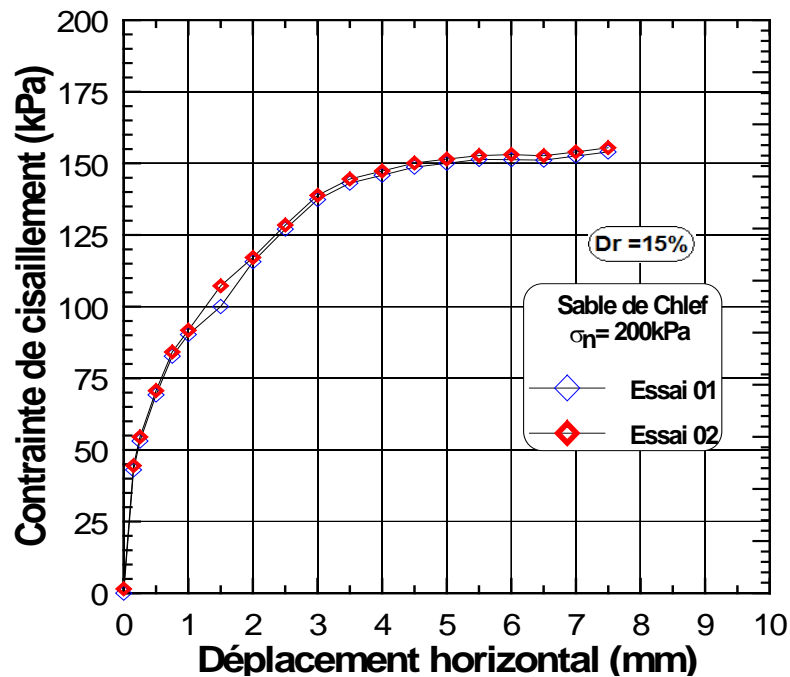


Figure 2.20: Vérification de la procédure expérimentale (Sable de Chlef, $D_r = 15\%$, $\sigma'_n = 200 \text{ kPa}$)

2.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les appareils utilisés pour l'étude du comportement des sables renforcés par nappes de géotextiles et différentes fractions des fibres de verres. Ce dispositif est fondé sur la cellule de Bishop avec des améliorations pour le système d'accrochage de l'embase supérieure et du système d'anti frettage ainsi la boîte cisaillement. Le mode opératoire suivi a été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs. Il permet de confectionner des échantillons homogènes et de réaliser des essais de bonne qualité. Les pertinences du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiées par des essais de répétabilité.

Le chapitre a également décrit les caractéristiques des sables et matériaux de renforcement (géotextiles et fibres de verres) étudiés dans cette thèse ainsi que les modes de déposition des échantillons et la mise en place des nappes de géotextile.

Chapitre 3

Résultats de compression drainée sur sable lâche renforcé

- **Influence du confinement**
- **Influence de la méthode de préparation**

3.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats des essais de compression drainée sur sable renforcé par des nappes de géotextile avec de densité relative $Dr=15\%$ et cisailée sous des contraintes de confinement effectives de 50, 100 et 200 kPa.

Ces essais ont été effectués dans le but de mettre en évidence l'influence du confinement et de la méthode de préparation sur la réponse drainée du sable renforcé par géotextiles.

3.2 Résultats des essais de compression drainée

3.2.1 Influence du confinement

Les courbes contraintes-déformations des résultats des essais de compression drainée réalisé sur des échantillons de sable renforcé par une, deux et trois nappes de géotextiles ; préparés avec la méthode de déversement à sec sont illustrées dans les figures 3.1, 3.2 et 3.3. Les courbes de la réponse drainée mettent en évidence l'amélioration de la réponse mécanique du sol sableux avec l'addition de couches de géotextiles.

On note que le comportement contrainte-déformation du sol sableux renforcé montre une augmentation de la résistance avec l'augmentation du nombre de géotextiles cela est dû à la bonne d'adhérence entre les grains des sols sableux et surface des nappes de géotextiles (fig.3.1a, 3.2a et 3.3a). Les figures 3.1b, 3.2b et 3.3b montrent le comportement volumique du sol sableux avec l'augmentation du nombre de géotextiles.

Il est très clair que l'augmentation du nombre de couches de géotextiles mène à une augmentation de la phase de contractance du sable, où la déformation volumique passe de 2.5% à 25% et par conséquent le matériau de renforcement (géotextile) réduit d'une manière significative la dilatance du sol sableux cela est dû à l'empêchement de la déformation radiale par les couches de géotextiles à cause du frottement entre ces couches et les particules de sol sableux et par conséquent la contractance augmente. Comme reporté par plusieurs chercheurs entre autre ([Duncan and dunlop, 1968](#)), la dilatance s'obtient au milieu de l'échantillon à cause du frottement entre les grains de sable et les deux embases supérieures et inférieures qui restreint le développement des déformations radiales et la dilatance. Comme on le voit sur la figure 4.4, le matériau de renforcement (géotextile) restreint effectivement la dilatance de l'échantillon et par conséquent la contractance augmente. L'effet devient plus apparent quand le nombre de couches de géotextiles augmente. Les échantillons cisailés sous une contrainte effective de 100 et 200 kpa (figure 3.2 et 3.3) montre plus de contractance que celui cisailé sous une contrainte de 50 kPa. La figure 3.4 montre le mode de déformation des échantillons, on voit aussi l'empêchement

des couches de géotextiles quant au développement des déformations radiales ; ces résultats sont similaires que ceux trouvés par [Madhavi and Murphy en 2007](#).

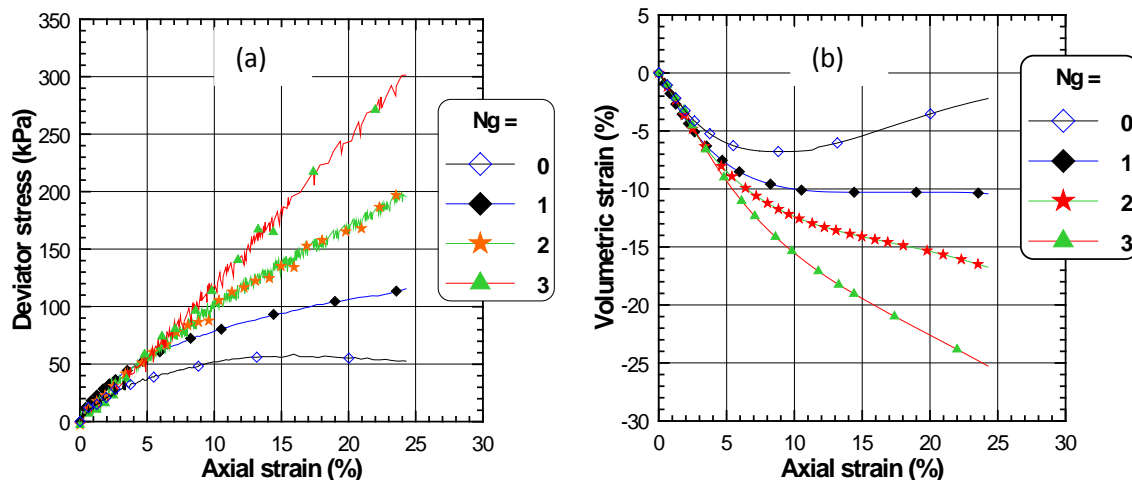


Figure 3.1: Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma'_c = 50$ kPa)

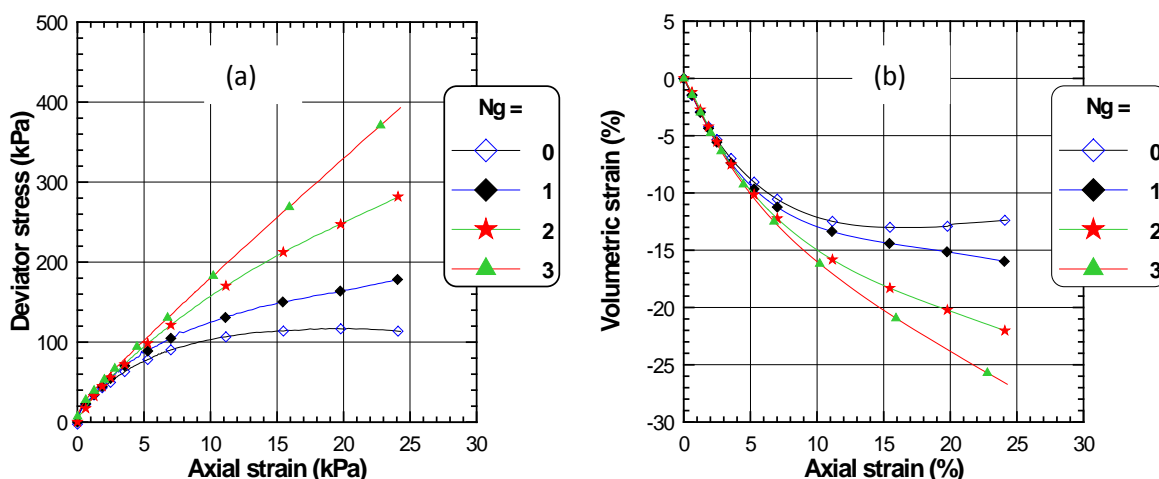


Figure 3.2: Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa)

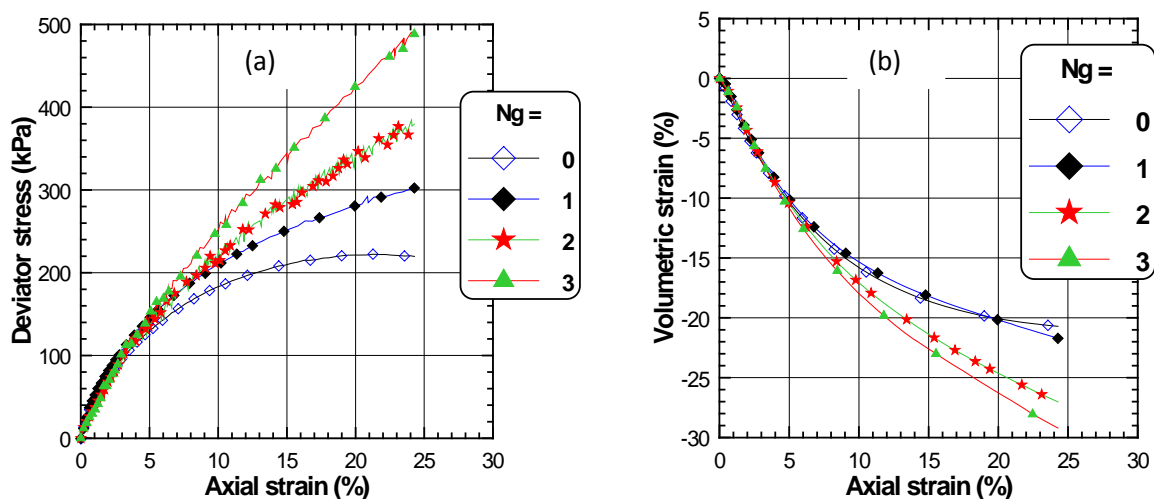


Figure 3.3: Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma'_c = 200$ kPa)



Figure 3.4: Mode de déformation des échantillons renforcés par une et trois couches des géotextiles.

Les courbes contraintes-déformations des résultats des essais de compression drainée réalisés sur des échantillons de sable renforcé par une, deux et trois nappes de géotextiles ; préparés avec la méthode de placement humide sont illustrées dans les figures 3.5, 3.6 et 3.7. On note que le comportement contrainte-déformation du sol sableux renforcé montre une augmentation de la résistance avec l'augmentation du nombre de géotextiles (fig.3.5a, 3.6a et 3.7a). Par comparaison aux résultats des essais sur sable lâche des échantillons préparés par déversement à sec ; on peut voir que les échantillons préparés avec la méthode de placement humide présente une résistance plus faible que ceux préparés avec la méthode de déversement à sec.

Les différences de comportement notées entre les deux méthodes de déposition peuvent être expliquées par le fait que les molécules d'eau contenues dans la structure préparée par la méthode humide constituent certains macro pores entre les grains de sable qui sont plus facilement compressibles au moment du cisaillement de l'échantillon ; et en même temps empêchent l'adhérence entre grain à grain et grain de sable-géotextile. Le comportement volumique des échantillons préparés avec la méthode de placement humide montre plus de contractance que ceux préparés avec le placement à sec (figure 3.5b, 3.6b et 3.7b).

La contractance du sol sableux est également augmentée en augmentant la pression de confinement (100 et 200 kPa). La figure 3.8 montre clairement l'influence de la méthode de préparation sur la résistance au cisaillement drainée du sol sableux renforcé. La résistance au cisaillement diminue de manière significative ; et il y a eu une perte de résistance de 36%, 34% et 24% pour les échantillons préparés avec placement humide et cisailés sous contrainte initiale effective $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa respectivement. Ceci est dû au choix du mode de reconstitution des échantillons qui est lié à la représentativité des couches de sol de la nature .

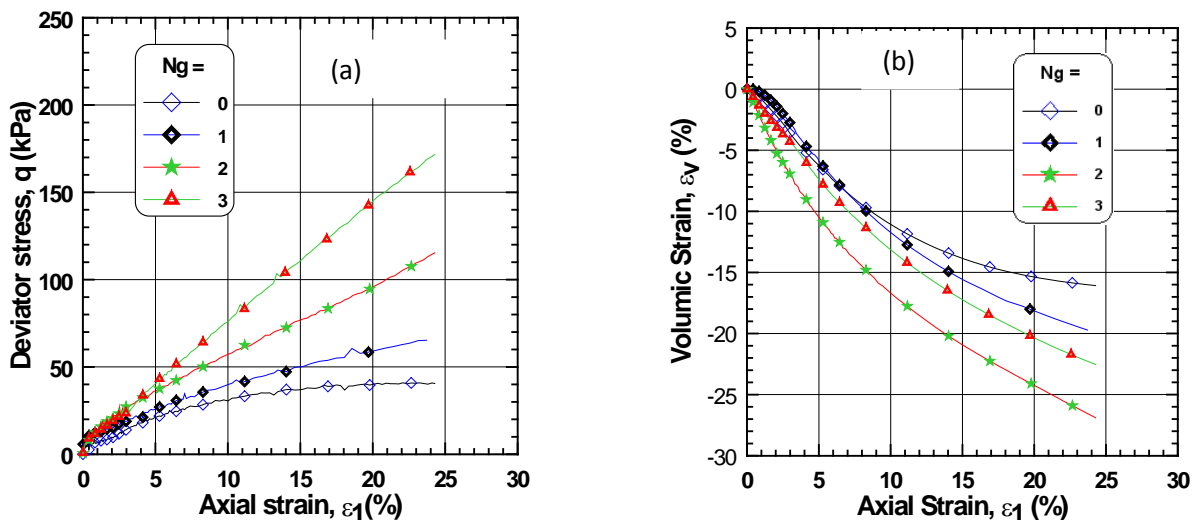


Figure 3.5: Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma'_c = 50$ kPa)

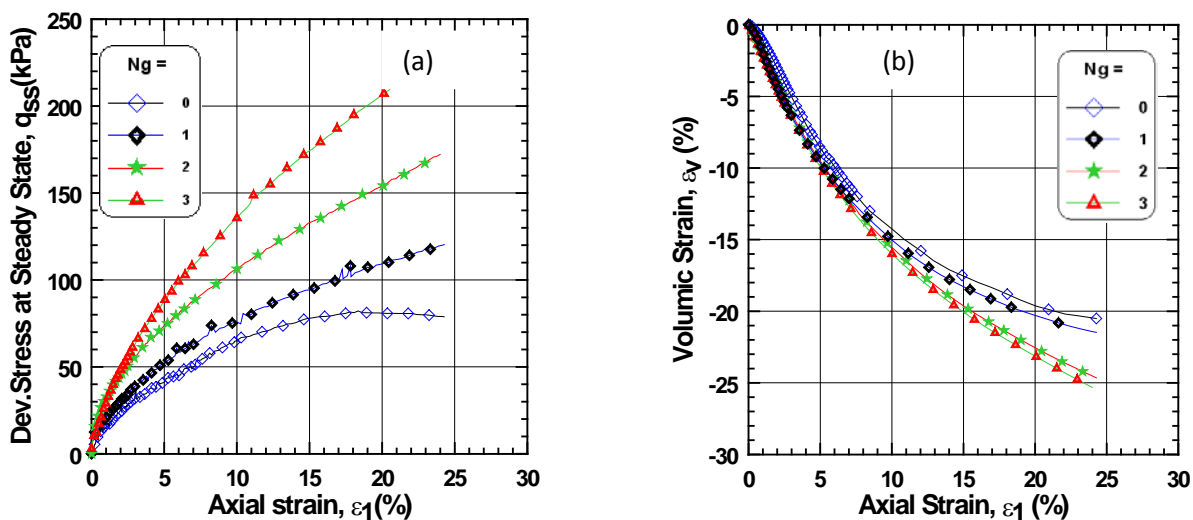


Figure 3.6: Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa)

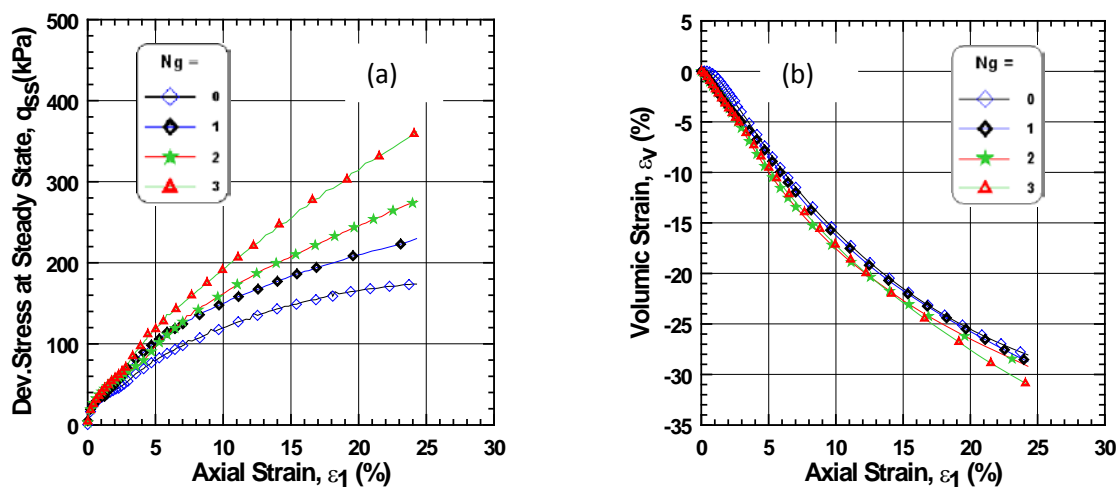


Figure 3.7: Essai de compression drainée sur sol sableux renforcé ($\sigma'_c = 200$ kPa)

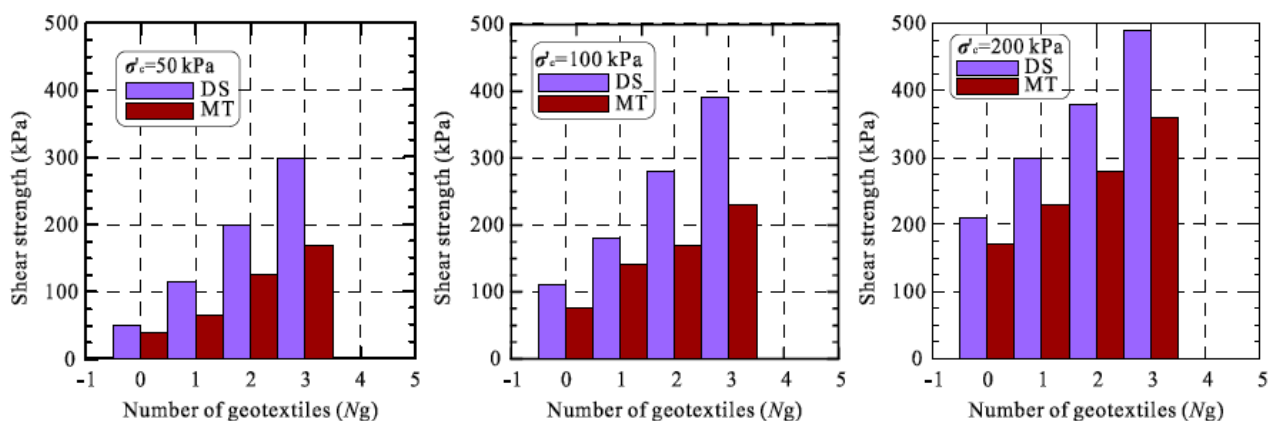


Figure 3.8 : Influence de la méthode de préparation sur la résistance au cisaillement.

3.3 Influence de la méthode de préparation

La figure 3.9a montre l'influence des géotextiles sur la résistance au cisaillement. Les résultats des essais ont clairement montré que les échantillons préparés par la technique de déversement à sec présentent une grande rigidité au cisaillement qui est plus élevée que ceux préparés par damage humide. On peut dire que la résistance au cisaillement des échantillons renforcés augmente de façon d'exponentielle ($R^2 = 0,99$ pour toutes les courbes) avec l'augmentation du nombre de géotextiles selon l'expression suivante (1), les valeurs des coefficients A et B sont résumés dans le tableau (3.1). L'évolution du coefficient A (pente) en fonction de la pression de confinement initiale est illustrée dans la figure 3.10, nous constatons que l'évolution de ces pentes suivent une évolution presque linéaire pour les deux méthodes de préparation et sont presque parallèles ($C_c = 0,97$ (AP) et $C_c = 0,96$ (MT)).

$$\mathbf{Log (q_{ss}) = A*Ng+B} \tag{1}$$

q_{ss} : Déviateur de contrainte à la fin du cisaillement (kPa).

Ng : Nombre de géotextiles

La figure 3.9b montre l'influence de géotextiles sur le comportement de volume à la fin du cisaillement. Nous remarquons que l'évolution de la déformation volumétrique par rapport au nombre de géotextiles affiche une régression linéaire selon l'expression (2) mettant en évidence l'influence des géotextiles et de la pression de confinement dans l'augmentation du contractance du sol, les valeurs des coefficients C et D sont illustrés dans le tableau 3.2.

$$\mathbf{\epsilon_v(\%) = C*Ng+D} \tag{2}$$

$\epsilon_v(\%)$: Déformation volumique (%)

Ng : Nombre de géotextiles

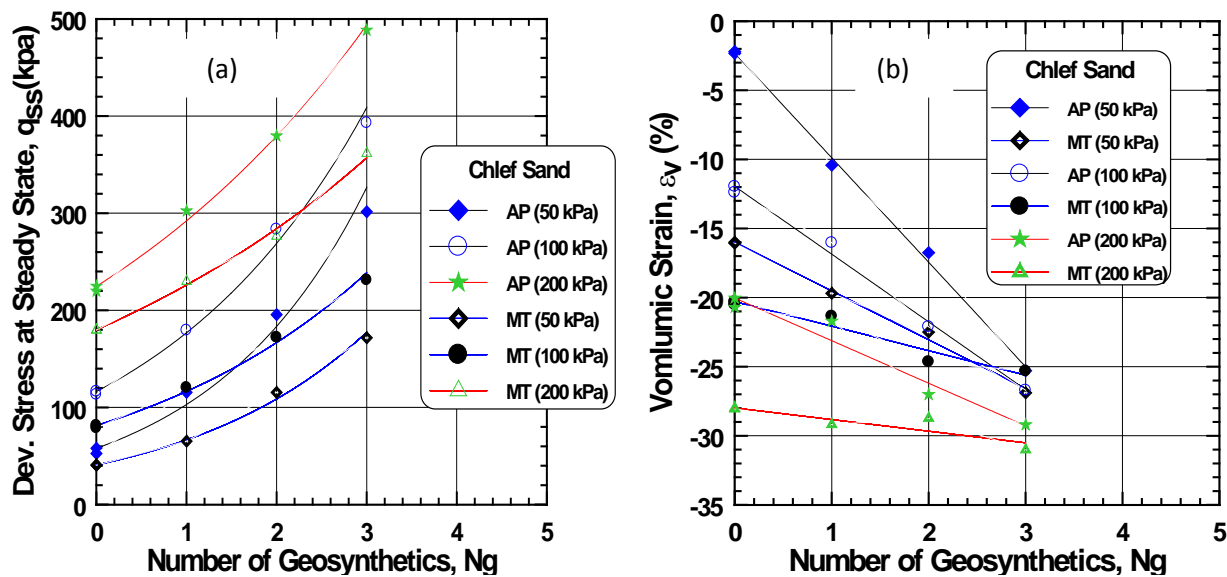


Figure 3.9: Effet du nombre de géotextiles sur le déviateur de contrainte (a) et déformation volumique (b)

Tableau3.1. Valeur des coefficients A and B

Confinement initial (σ'_c : kPa)	Méthode de preparation	Coefficient A	Coefficient B	R^2
50	AP	0.57	4.05	0.98
50	MT	0.49	3.07	0.99
100	AP	0.42	4.75	0.99
100	MT	0.36	4.40	0.99
200	AP	0.26	5.41	0.99
200	MT	0.23	5.19	0.99

Tableau 3.2. Valeur des coefficients C and D

Initial confining pressure (σ'_c : kpa)	Method of preparation	Coefficient C	Coefficient D	R ²
50	AP	-7.56	-2.32	0.99
50	MT	-3.53	-15.99	0.99
100	AP	-4.90	-11.96	0.99
100	MT	-1.77	-20.30	0.92
200	AP	-3.08	-20.04	0.94
200	MT	-0.84	-27.99	0.74

La figure 3.10a montre la variation du coefficient A (expression 1) en fonction de la contrainte de confinement effective. On constate que le coefficient A diminue linéairement avec l'augmentation de la contrainte effective de confinement ($R^2= 0.97$ et 0.96 pour respectivement DS et MT). La figure 3.10b montre l'évolution de coefficient C (expression 2) en fonction de la contrainte de confinement effective; comme illustré dans la figure 3.10b, le coefficient C augmente linéairement avec l'augmentation de la contrainte effective de confinement ($R^2= 0.91$ et 0.87 pour respectivement DS et MT).

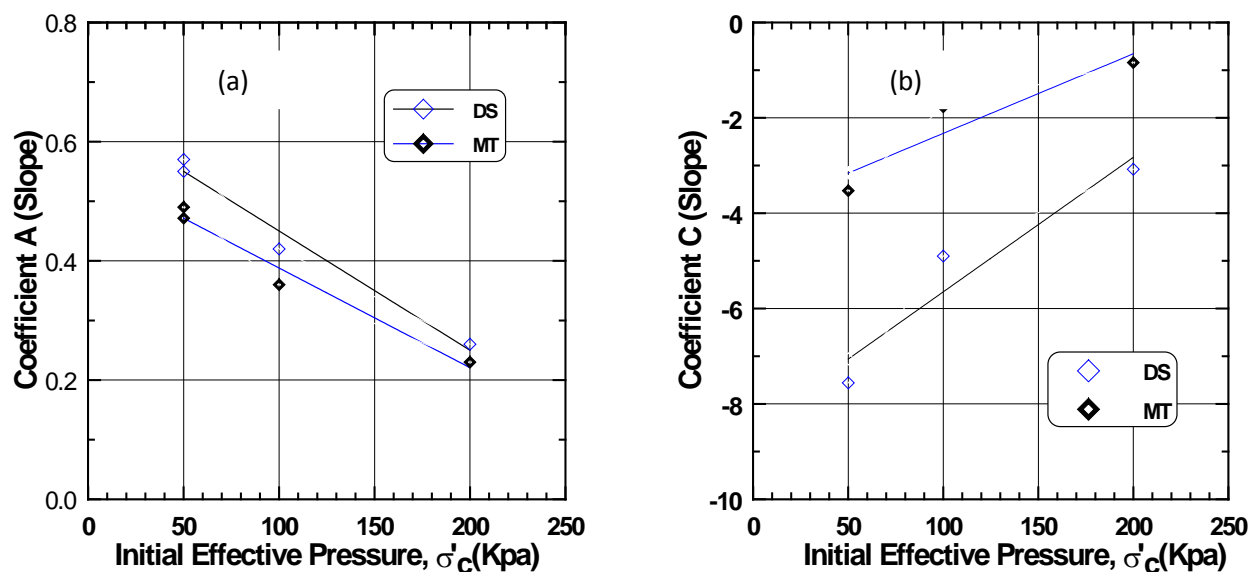


Figure3.10: variation de coefficient A et C versus contrainte de confinement.

La variation du rapport de contrainte (Rq) en fonction du nombre de géotextiles (Ng) est illustrée dans la figure 3.11a. Comme on peut le voir, la contrainte de cisaillement normalisée (Norq) augmente linéairement avec l'augmentation du nombre de géotextiles ($R^2 = 0.98, 0.99$ and 1 pour respectivement $\sigma'_c = 50, 100$ and 200 kPa), la pente de l'augmentation de la contrainte normalisée est très prononcée pour les échantillons cisailés sous des contraintes de confinement égale à 50 kPa; tandis qu'elle tend à diminuer pour les contraintes de 100 et 200 kPa. On présente dans la figure (3.11b) la variation du rapport d'excès du déviateur de contrainte en fonction du nombre de géotextiles (Rq).

$$- Rq_{ss} = (q_{ss(AP)} - q_{ss(MT)}) / \sigma'_c \tag{3}$$

$$- Rq = (q_{ss(AP)} - q_{ss(MT)}) / Ng \tag{4}$$

- $q_{ss(AP)}$ and $q_{ss(MT)}$ désigne la valeur du déviateur des contraintes de sable renforcé préparé avec pluviométrie d'air humide et sec, respectivement,

Deux zones peuvent être distinguées: la première zone où le rapport Rq augmente linéairement jusqu'à $Ng = 1$, la seconde zone où le Rq diminue avec le nombre de géotextiles (fig.3.11b) de plus en plus. Commentaire de 100 kPa Augmente par 50 et 200 kPa

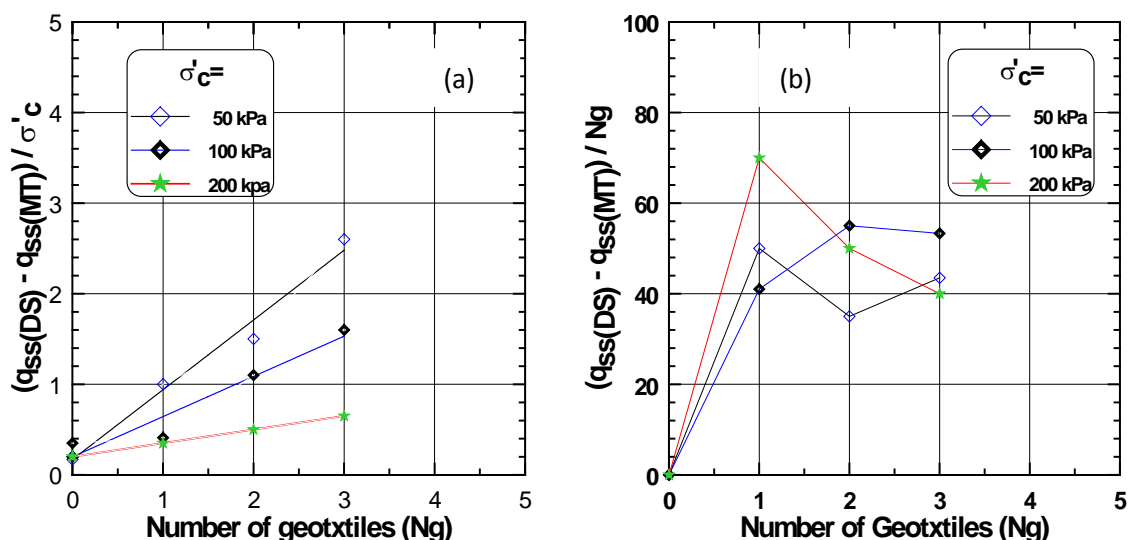


Figure 3.11: Variation du rapport de contrainte versus nombre de géotextiles.

La figure 3.12a montre la variation de la déformation volumique normalisée par rapport au nombre de géotextiles. Comme on peut le voir, la déformation volumétrique normalisée augmente de manière linéaire avec l'augmentation du nombre de géotextiles Ng de manière significative pour l'échantillon cisailé avec la contrainte de confinement initial $\sigma'_c = 50$ kPa ($R^2 = 0,997$, $0,99$ et $0,83$ pour $\sigma'_c = 50$, 100 et 200 kPa), selon la l'expression (5) ; la ligne de la pente de

la déformation volumique normalisée est très prononcée pour $\sigma'_c = 50$ kPa , comparé à $\sigma'_c = 100$ et 200 kPa .

La figure 3.12b illustre la variation de R_v (rapport de déformation volumique) par rapport au nombre de géotextiles. Nous remarquons que les déformations volumiques augmentent considérablement pour $N_g = 1$, alors pour N_g égale à 2 et 3 on observe une inversion de la tendance pour toutes les pressions de confinements initiales.

$$R_v = (\varepsilon_v(\%)_{(AP)} - \varepsilon_v(\%)_{(MT)}) / N_g \tag{5}$$

$\varepsilon_v(\%)_{(AP)}$ and $\varepsilon_v(\%)_{(MT)}$

Désigne la valeur de la déformation volumique en pourcentage du sable renforcé et préparé avec pluviométrie à sec et placement humide respectivement.

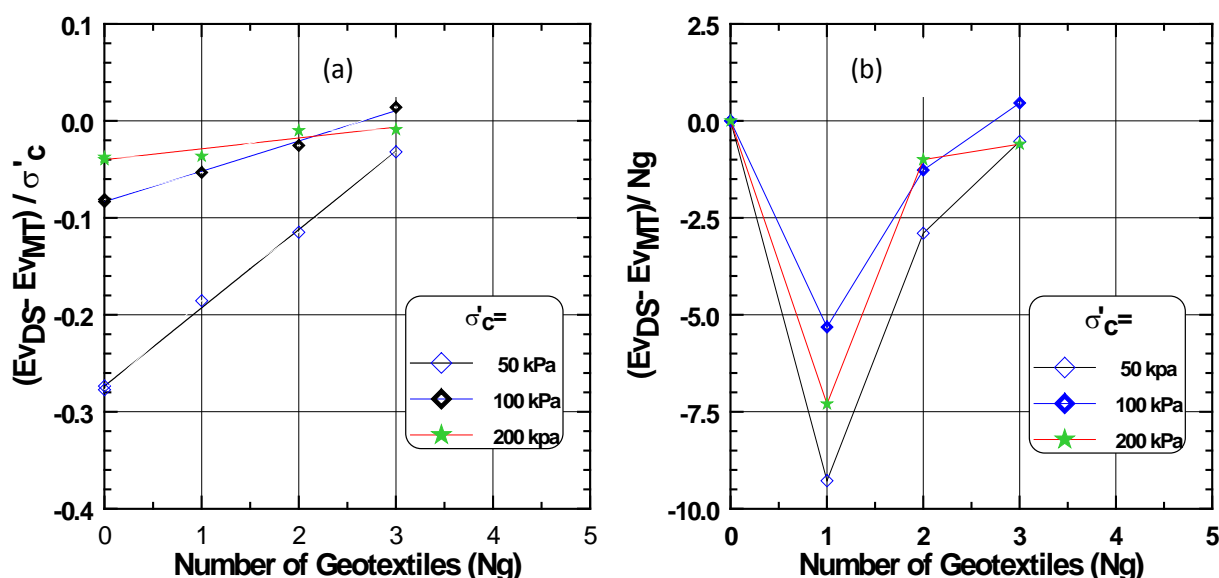


Figure 3.12: Variation du rapport de déformation volumique versus nombre de géotextiles.

La figure 3.13a illustre l'évolution de l'angle de frottement mobilisé (ϕ) par rapport au nombre de géotextiles (N_g). Nous notons que l'échantillon préparé par pluviométrie à sec présente des angles de frottement mobilisés plus élevés que ceux préparés par la méthode de damage humide. L'évolution de l'angle de frottement en fonction du nombre de géotextiles suit une progression linéaire ($R^2 = 0,99, 0,97$ et $0,99$ pour $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa (AP), et $R^2 = 0,99, 0,99$ et $0,99$ pour $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa (MT)). La figure 3.13b montre la variation de l'angle de frottement mobilisée (ϕ) en fonction de la pression de confinement initiale (σ'_c). On a constaté que l'angle de frottement interne mobilisé augmente de manière significative avec l'augmentation du nombre de géotextiles et diminue avec l'augmentation du confinement d'une manière logarithmique selon l'expression (5) ($R^2 = 0,92$ et $0,99$ $N_g = 0$ et $N_g = 1, 2$ et 3 (AP), $R^2 = 1, 0,97, 1$ et $0,99$ $N_g = 0$ et

$N_g = 1, 2$ et 3 (MT) respectivement). Nos résultats sont en bon accord avec ceux trouvés dans la littérature (Fukushima et Tatsuoka 1984, Kolymbas et Wu 1990, Al mahmoud 1997, arab 1998).

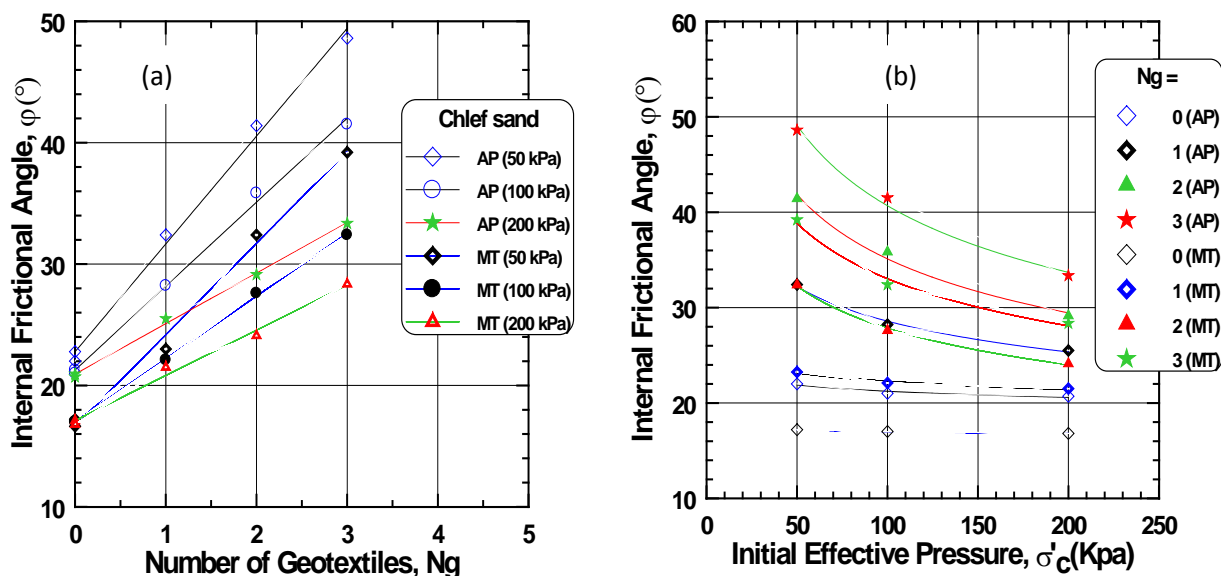


Figure 3.13: Evolution de l'angle de frottement interne mobilisé

(a)– Angle de frottement interne versus nombre de géotextiles.

(b)- Angle de frottement interne versus contrainte de confinement,

Les figures 3.14 et 3.15 illustrent la variation du module sécant en fonction du nombre de géotextiles à différentes valeurs de déformation axiale pour les échantillons préparés par les deux procédés à savoir pluviation à sec (fig.3.14) et placement humide (fig.3.15). Comme on peut le constater, les deux méthodes de préparation affectent de manière significative l'évolution du module sécant. Nous remarquons que pour les échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec (AP) le module sécant déterminé à 1 et 5% diminue avec le nombre de géotextiles de plus en plus, la contribution de géotextiles à la résistance du sol est négligeable pour les faibles déformations et devient significative pour les grandes. En revanche, les échantillons préparés par le procédé de placement humide (MT), le module sécant à 1 et 5% de déformation augmente avec le nombre croissant de géotextiles et de la pression de confinement, au delà de 10% de déformation axiale le module sécant augmente avec l'augmentation des inclusions de géotextiles. Les échantillons préparés par pluviation à sec (AP) le module sécant sont significativement plus élevés que ceux préparés par le damage humide.

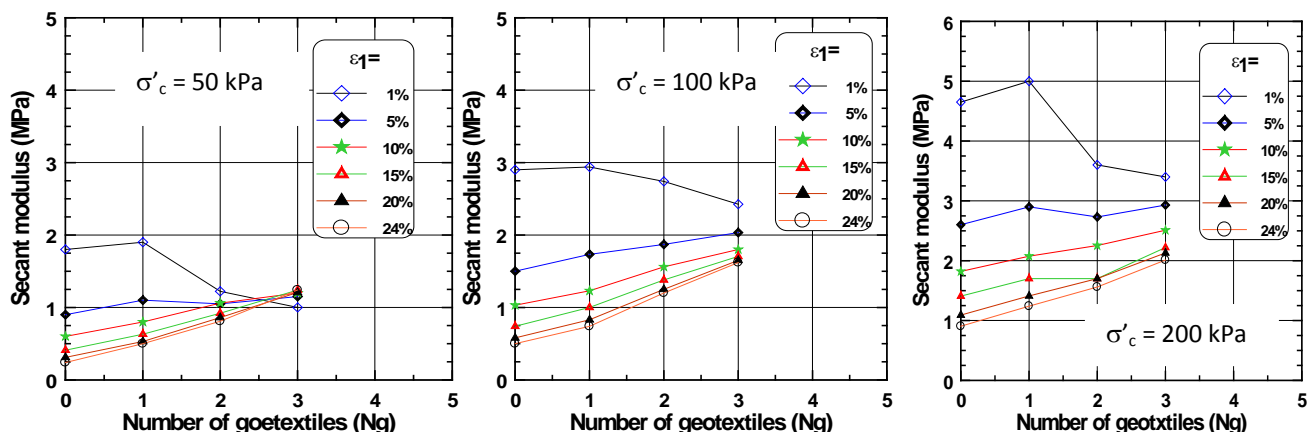


Figure 3.14: Variation du module sécant versus nombre de géotextiles (échantillons préparés par AP)

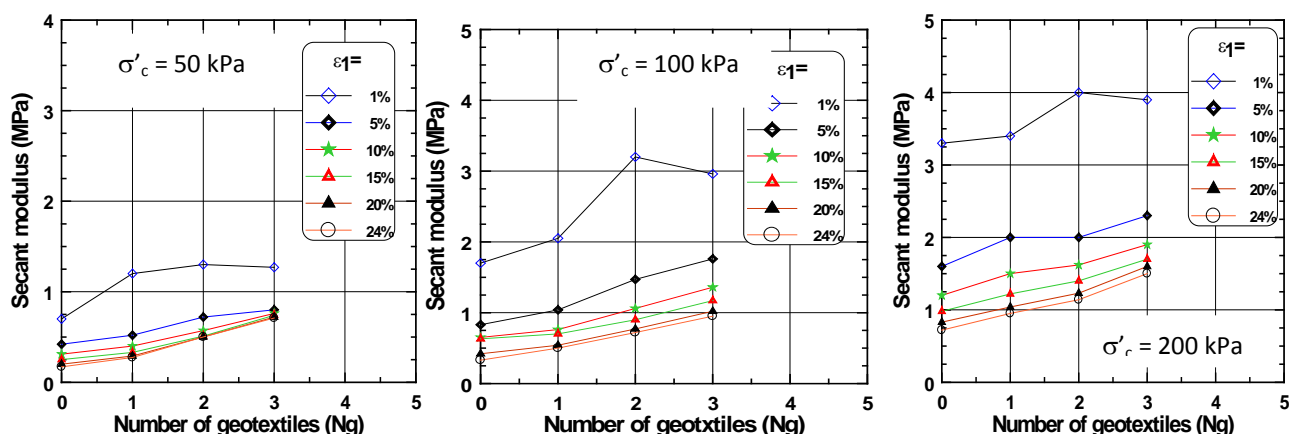


Figure 3.15: Variation du module sécant versus nombre de géotextiles (échantillons préparés par MT)

3.4 Conclusion

Ce chapitre présente une série d'essais triaxiaux drainés sur sol renforcé pour évaluer les performances des géotextiles dans l'amélioration de la résistance au cisaillement. Influences de couches de géotextiles, la contrainte de confinement initial et la méthode de préparation sur le comportement statique du sol renforcé sont étudiés.

Les résultats trouvés montrent que la contrainte de confinement affecte d'une manière très significative la résistance au cisaillement du sable renforcé.

La résistance du sable renforcé augmente avec l'augmentation du nombre de géotextiles.

Les échantillons préparés par la méthode de pluviométrie à sec présentent des résistances plus élevées que ceux préparés avec la méthode de placement humide.

Chapitre 4

Résultats des essais denses et moyennement denses renforcés par géotextiles

- **Influence de la contrainte de confinement**
- **Influence du type de géotextile**
- **Influence de la densité relative**

4.1 Introduction

Ce chapitre comporte les résultats des essais de compression drainée sur sable renforcé sur des échantillons de deux densités relatives $Dr= 50$ et 70% cisailée sous des contraintes de confinement effectives de $50, 100$ et 200 kPa. Les échantillons de sable ont été renforcés par une, deux et trois nappes et deux types de géotextile ont été utilisé tissé et non tissé.

Ces essais ont été effectués dans le but de mettre en évidence l'influence du confinement et de la méthode de préparation et du type de géotextile sur la réponse drainée du sable renforcé.

4.2 Influence du nombre de géotextile sur le rapport de contrainte

Afin de bien comprendre la contribution du géotextile sur le comportement contrainte-déformation du sable avec une densité relative est égale à 70% ; nous présentons dans la figure 4, la variation du rapport du déviateur de contrainte normalisé en fonction de déformation axiale et radiale (Rq):

- $Rq = (q_{Ng} - q_0) / \sigma'_c$ (Eq. 1)
- q_{Ng} et q_0 désignent la valeur du déviateur des contraintes du sol renforcé et non renforcé, respectivement.

La figure 4.1a montre la variation d'excès du déviateur de contrainte (Rq) en fonction de déformation axiale. On peut observer que les résultats des essais effectués avec les trois valeurs de N_g (1, 2 et 3) sont très proches. Ils présentent une variation linéaire: la première zone correspond aux petites déformations axiales (jusqu'à $\epsilon_a = 2.5\%$), ce qui correspond à une contribution négligeable du géotextile à l'amélioration du sol (pente égale 0). La pente de la deuxième zone est égale à $S_{rq} = 6.81$. On observe des résultats similaires pour la variation de rapport de contrainte normalisé (Rq) avec la déformation radiale latérale ϵ_r (fig.4.1b).

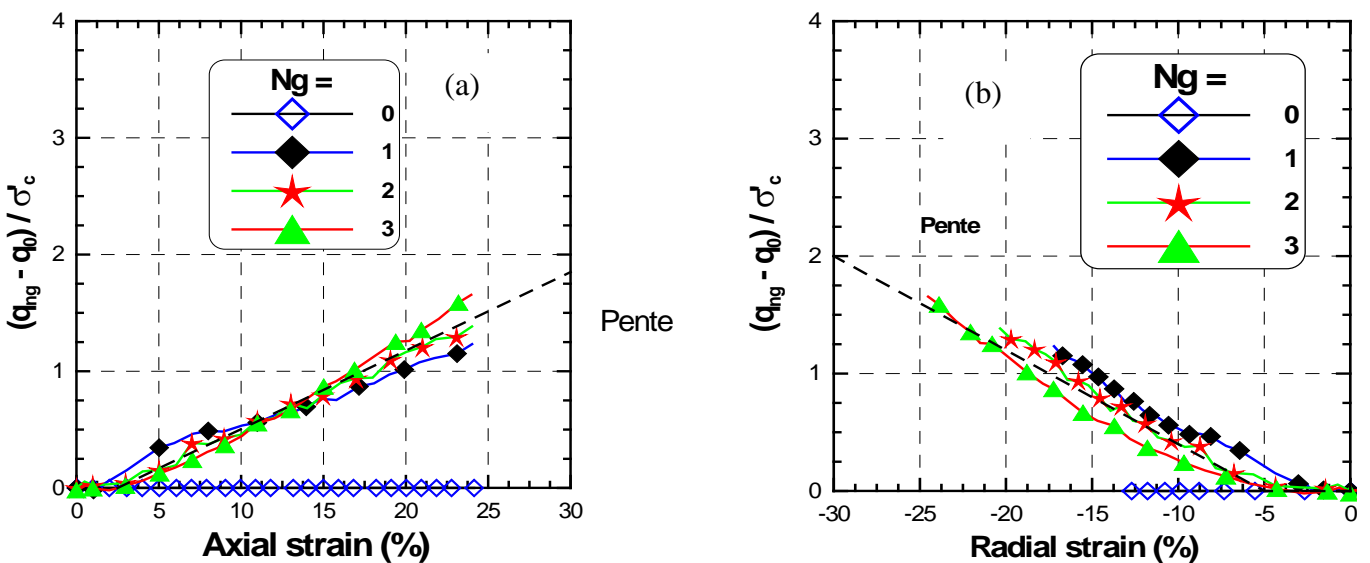


Figure 4.1 : Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale (a) et radiale (b) (50 kPa)

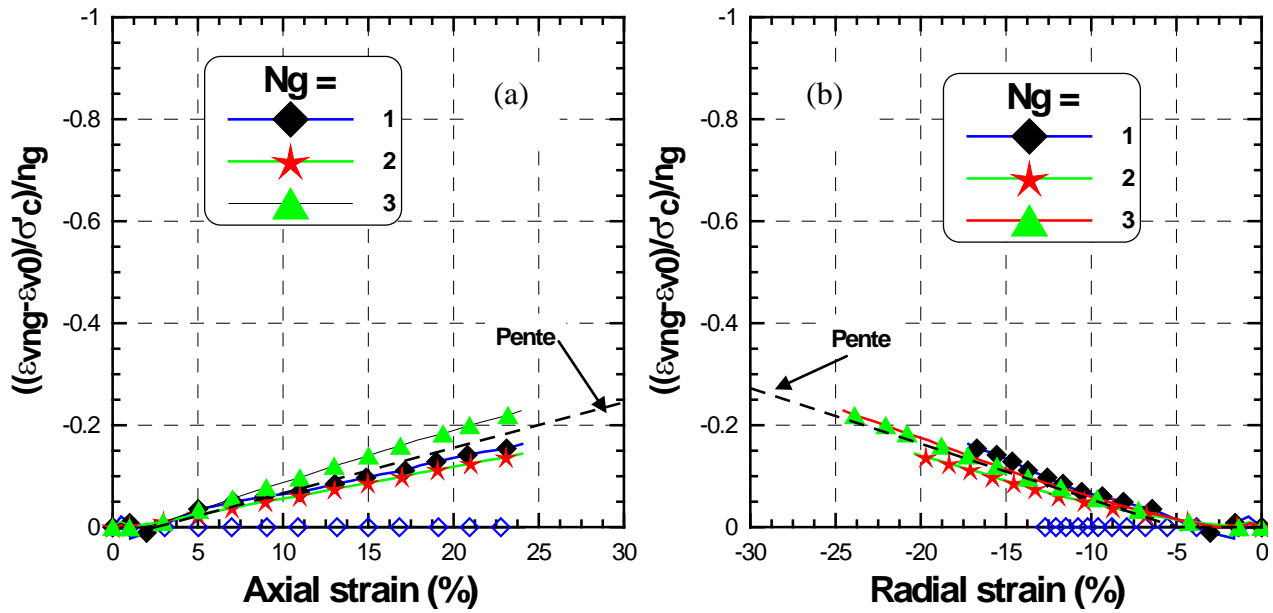


Figure 4.2: Déformation volumique normalisée versus déformation axiale et radiale (50 kPa)

La figure 4.2a montre l'influence du géotextile sur le rapport de la variation volumétrique (R_v):

$$R_v = (\varepsilon_{v Ng} - \varepsilon_{v 0}) / \sigma'_c / N_g \tag{Eq. 2}$$

On peut constater que les résultats des essais sur l'influence de renforcement du géotextile sur la variation de volume (R_v) est similaires à celle observée avec l'excès du rapport de contrainte normalisé (R_q). Deux zones peuvent être distinguées, avec une quasi linéaire variation. La première zone indique une faible influence sur le changement (variation) de volume (fig.4.2a). La pente de la seconde zone est égale à $S_{Rv} = 0.47$

Figures 4.3 et 4.4 présentent les résultats obtenus avec différents renforcement du sol ($N_g = 0, 1, 2$ et 3) à la pression de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa. On peut constater que l'influence du nombre de couches de géotextiles est similaire à celle observée à la pression de confinement $\sigma'_c = 50$ kPa, mais avec une réduction de la limite de la première zone. La limite de cette zone est égale à $\varepsilon_{a0} = 0,01$ (1%), à comparer à celle observée au $\sigma'_c = 50$ kPa ($\varepsilon_{a0} = 2.5\%$). On observe également que de la pente de la deuxième zone $S_{RQ} = 3.87$ qui est plus faible que celle obtenue pour de la pression de confinement $\sigma'_c = 50$ kPa ($S_{RQ} = 6.81$). Ce résultat indique une contribution du géotextile avec la diminution de la contrainte de confinement du sol.

En ce qui concerne le changement volumétrique (figure 4.4), la pente de la deuxième zone est égale à $S_{Rv} = 0.23$ à comparer à celle obtenue pour la pression de confinement $\sigma'_c = 50$ kPa ($S_{Rv} = 0.47$). Ce résultat indique une diminution de la contribution des géotextiles à la contraction du sol avec l'augmentation du confinement du sol.

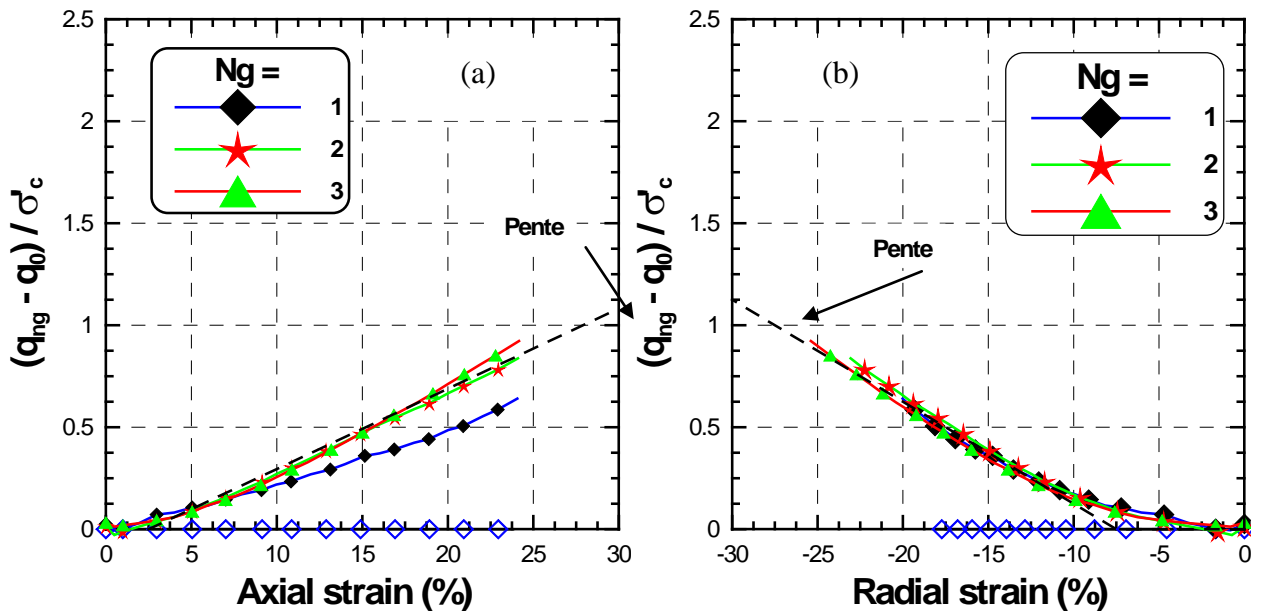


Figure 4.3: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale (a) et radiale (b) (100 kPa)

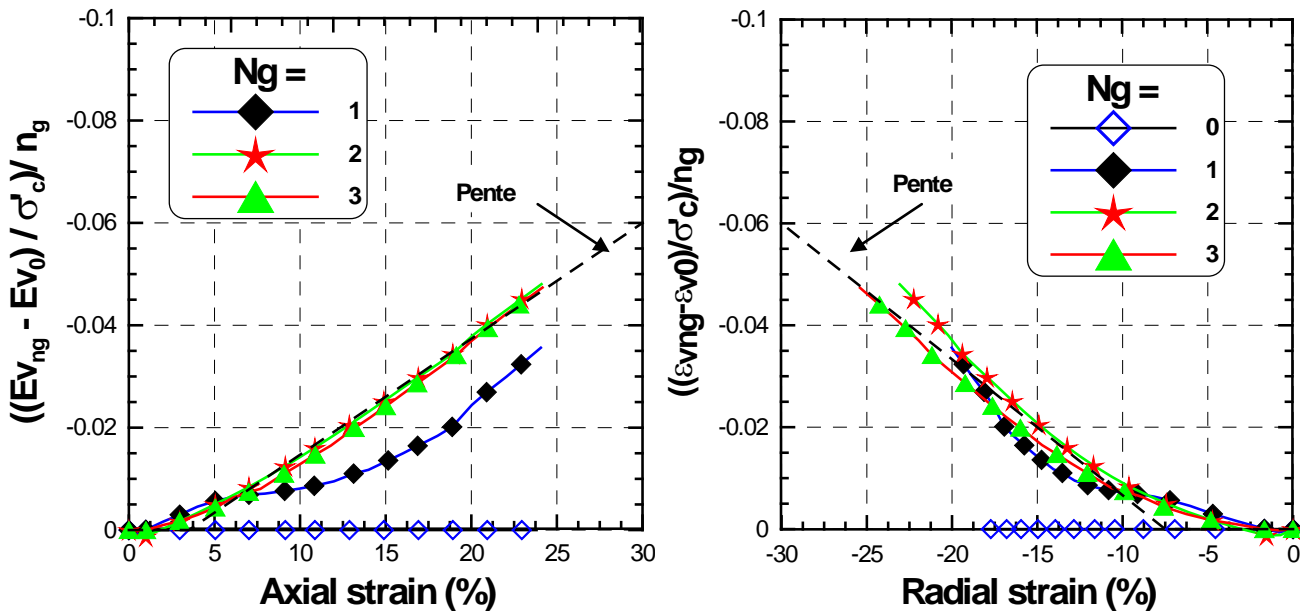


Figure 4.4: Déformation volumique normalisée versus déformation axiale et radiale (100 kPa)

Les figures 4.5 à 4.6 montrent les résultats obtenus à une pression de confinement $\sigma'_c = 200$ kPa. Une petite variation négative de l'excès du rapport déviateur (R_q) est observée dans la première zone, ce qui indique que la pression de confinement élevée, le géotextile réduit la raideur axiale initiale du sol renforcé. Dans la seconde zone, les résultats de ces essais présentent des tendances similaires à celles observées avec des valeurs inférieures de la pression de confinement ($\sigma'_c = 50$ et 100 kPa). La pente du rapport de contrainte (S_{rq}) est égale à 2.25 qui est inférieure à celle observée pour le faible confinement ($\sigma'_c = 50$ and 100 kPa), $S_{rq} = 6.81$ et 3.87 respectivement. Ces résultats montrent l'amélioration de l'efficacité du géotextile avec la diminution de la pression de confinement.

Concernant le changement volumique (figure 4.6), la pente de la seconde zone (Srv) est égale à 0.12, qui est inférieure à celle obtenue pour le faible confinement ($\sigma'_c = 50$ and 100 kPa), $Srv = 0.47$ et respectivement 0.23. Ces résultats indiquent une diminution de la contribution du géotextile dans la contraction volumique du sol avec l'augmentation du confinement.

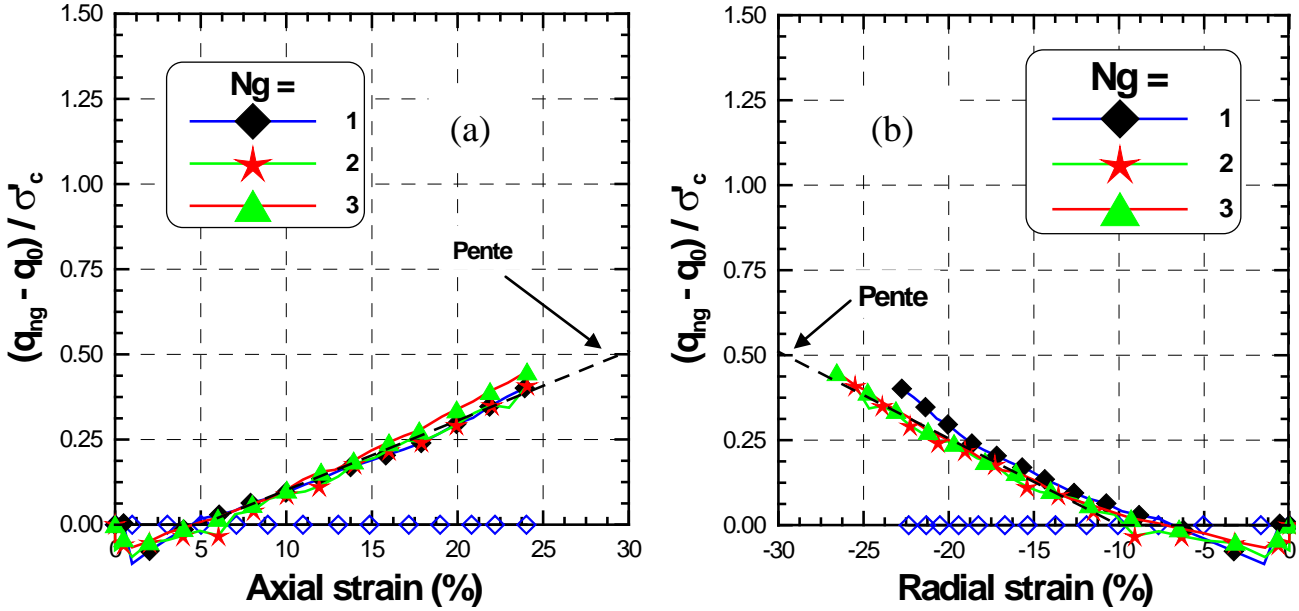


Figure 4.5: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale (a) et radiale (b) (200 kPa)

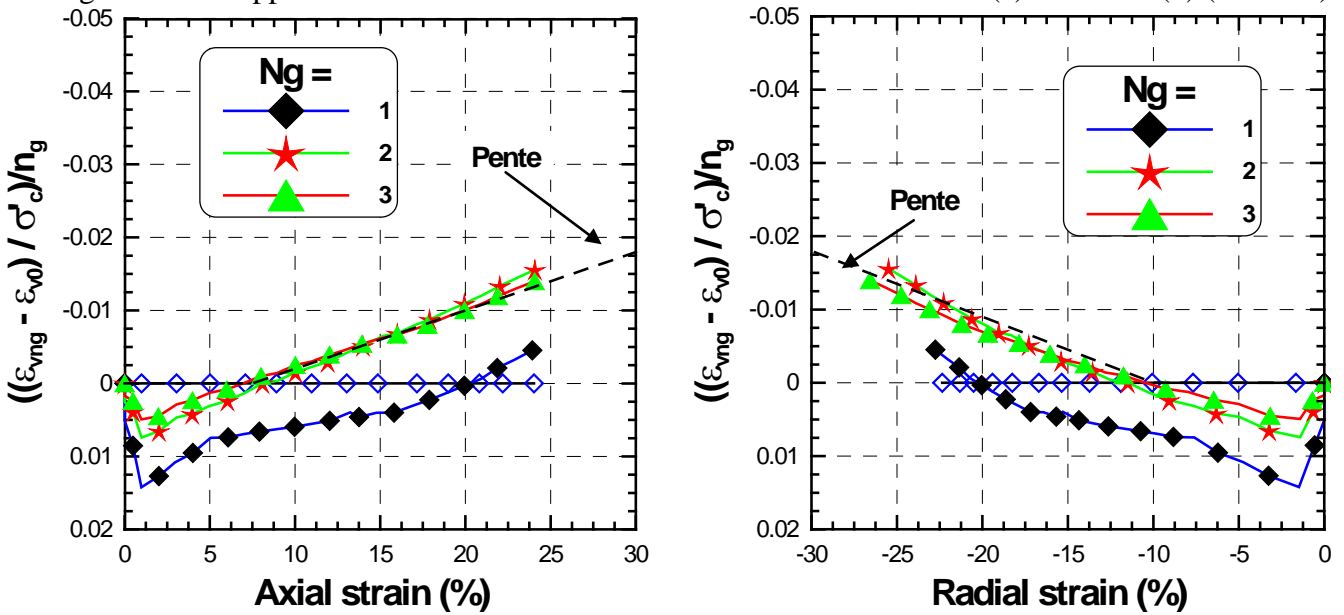


Figure 4.6: Déformation volumique normalisée versus déformation axiale et radiale (200 kPa)

Tableau 4.1: Influence du géotextile sur le renforcement du sol.

Contrainte de confinement σ'_c (kPa)	50	100	200
S_{Rq} : Pente de variation d'excès du rapport de contrainte (Rq) Vs déformation axiale.	6.81	3.87	2.25
S_{Rv} : Pente de variation d'excès de changement de volmue (Rv) Vs déformation axiale.	0.47	0.23	0.12

4.3 Influence du type de géotextile tissé sur la résistance au cisaillement

Les courbes contraintes-déformations des résultats des essais de compression drainée avec une densité relative moyenne ($D_r = 50\%$) réalisé sur des échantillons de sable renforcé par une, deux et trois nappes de géotextiles tissés ; préparés avec la méthode de déversement à sec sont illustrées dans les figures 4.7. Les courbes de la réponse drainée mettent en évidence l'amélioration de la réponse mécanique du sol sableux avec l'addition de couches de géotextiles tissés d'une manière significative surtout pour l'échantillon avec trois nappes où la résistance augmente d'une manière linéaire (fig.4.7a).

La figure 4.7b montre le comportement volumique du sol sableux avec l'augmentation du nombre de géotextiles. Il est très clair que l'augmentation du nombre de couches de géotextiles mène à une augmentation de la phase de contractance du sable, où la déformation volumique passe de -12.5% à -30% et par conséquent le matériau de renforcement (géotextile) réduit d'une manière significative la dilatance du sol sableux.

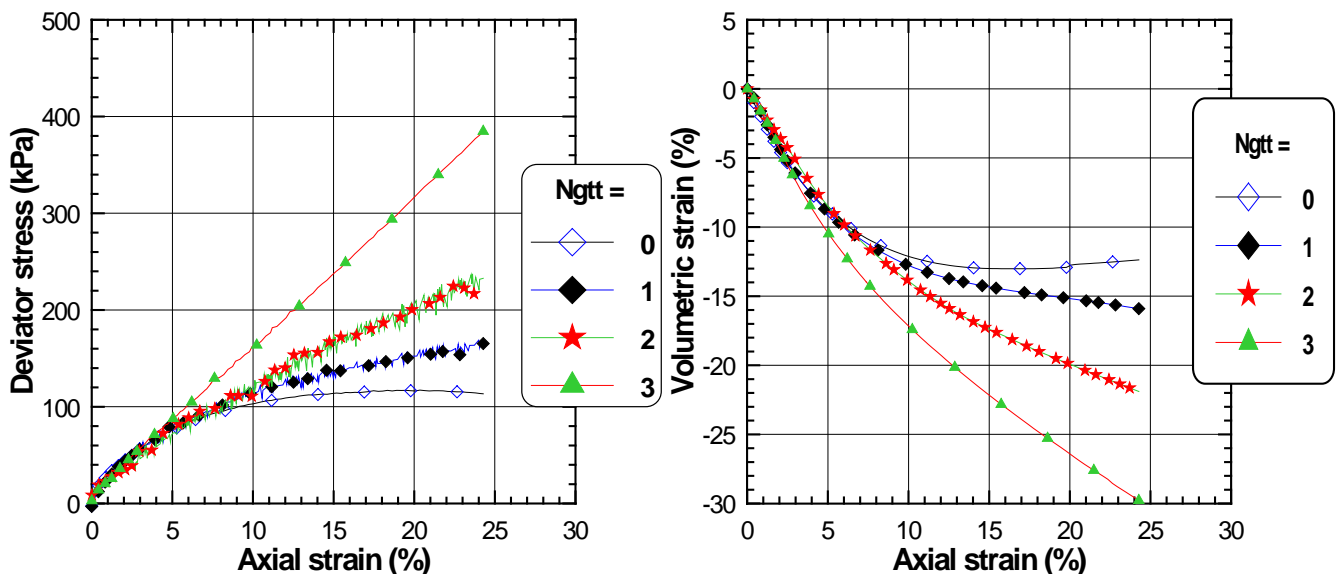


Fig. 4.7: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile tissé ($\sigma'_c = 100$ kPa)

La figure 4.8a montre la variation de l'excès de déviateur (R_q) avec la déformation axiale. On peut observer que les résultats des essais effectués avec les trois valeurs de Ng (1, 2 et 3) sont très proches. Ils présentent une variation linéaire: la première zone correspond aux petites déformations axiales (jusqu'à $\epsilon_a = 5\%$), ce qui correspond à une contribution négligeable du géotextile à l'amélioration du sol (pente égale 0). On observe des résultats similaires pour la variation de l'excès de déviateur (R_q) avec la déformation radiale latérale ϵ_r (fig.4.8b).

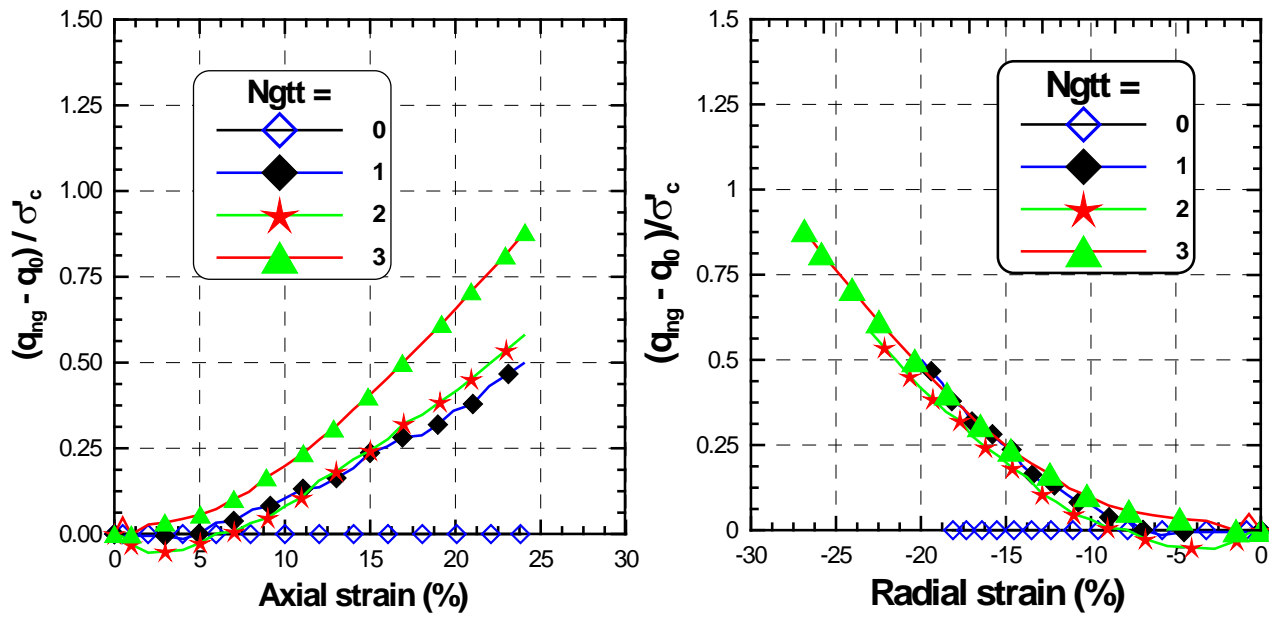


Figure 4.8: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (100 kPa).

La figure 4.9 montre le mode de déformation des échantillons, on voit aussi l'empêchement des couches de géotextiles quant au développement des déformations radiales ; ces résultats sont similaires que ceux trouvés par [Madhavi and Murphy en 2007](#) et d'autres chercheurs.

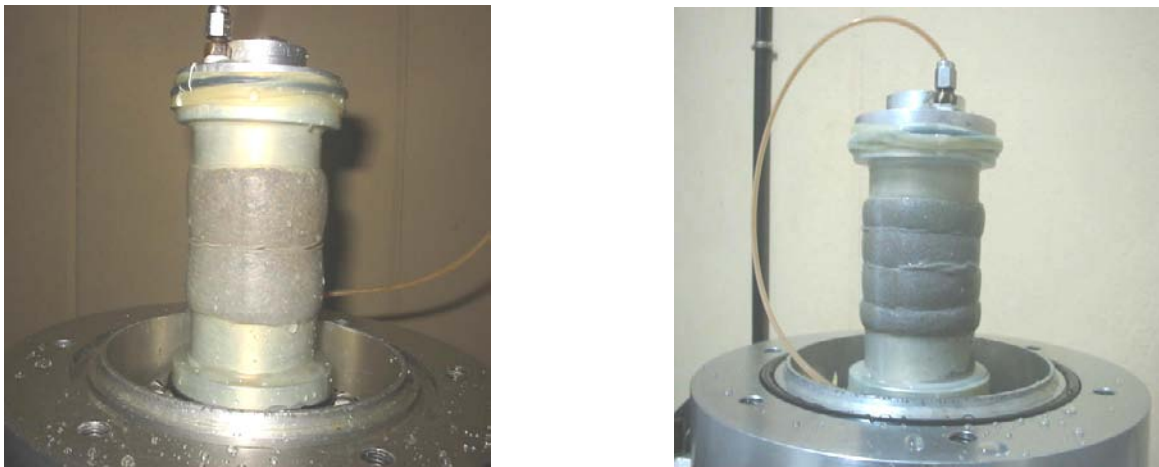


Figure 4.9: Mode de déformation des échantillons renforcés par une et trois couches de géotextiles tissés.

Figure 4.10a montre l'évolution du déviateur de contrainte à la fin du cisaillement en fonction du nombre de couches géotextiles tissées et non tissées. Nous notons que le géotextile non tissé présente une bonne amélioration de la résistance du sol sableux que celui avec les géotextiles tissés. La figure 4.10b illustre le rapport de contrainte (déviateur max. du sable renforcé avec du géotextile non tissé / déviateur max. du sable renforcé par du géotextile tissé) augmentent avec l'augmentation dans le nombre géotextiles

.Ceci est dû à la bonne déformation de l'effort de traction et d'épaisseur pour le géotextile non tissé (70 % ,2,7 mm) par rapport le géotextile tissé (85% ,2.3 mm)

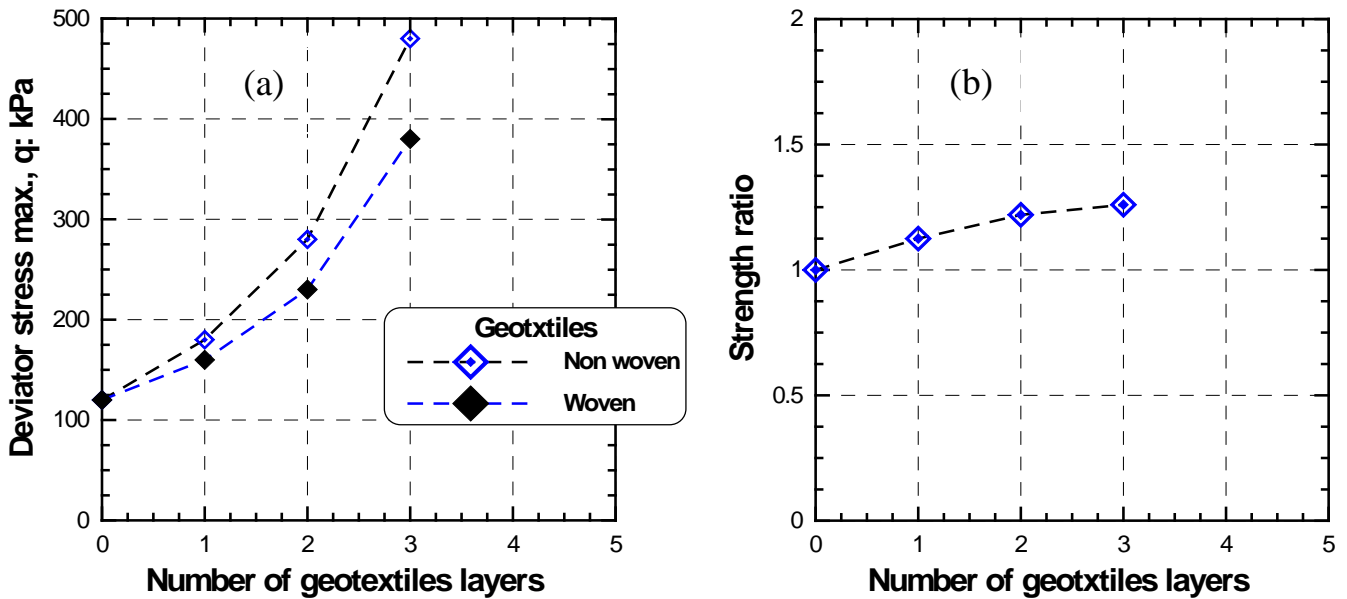


Figure 4.10: Résistance du sable renforcé versus nombre de géotextile tissé et non tissé (100 kPa).

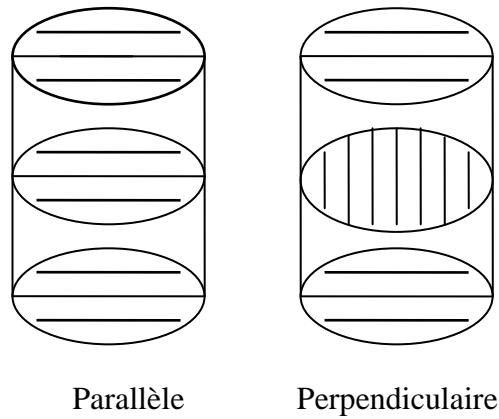
(a) – Déviateur de contrainte maximal,

(b) – Rapport de contrainte.

4.4 Influence du mode d'orientation du géotextile sur la résistance au cisaillement

Une autre série d'essais triaxiaux réalisée sur des échantillons de sable renforcé par du géotextile tissé arrange parallèlement et perpendiculairement (figure 4.11a). La figure 4.11b montre les dispositions du géotextile tissé perpendiculairement dans le moule avant le dépôt du sable.

La figure 4.12 donne les résultats de ces essais et montre que les échantillons de sol sableux renforcé avec des couches de géotextiles disposées parallèlement améliorer légèrement mieux que les échantillons renforcés par des couches de géotextiles disposées perpendiculairement, et on constate que la contractance augmente avec l'augmentation du nombre de géotextiles pour les échantillons dont les couches disposées parallèlement.



(a)



(b)

Figure 4.11: Disposition du géotextile tissé dans le moule.

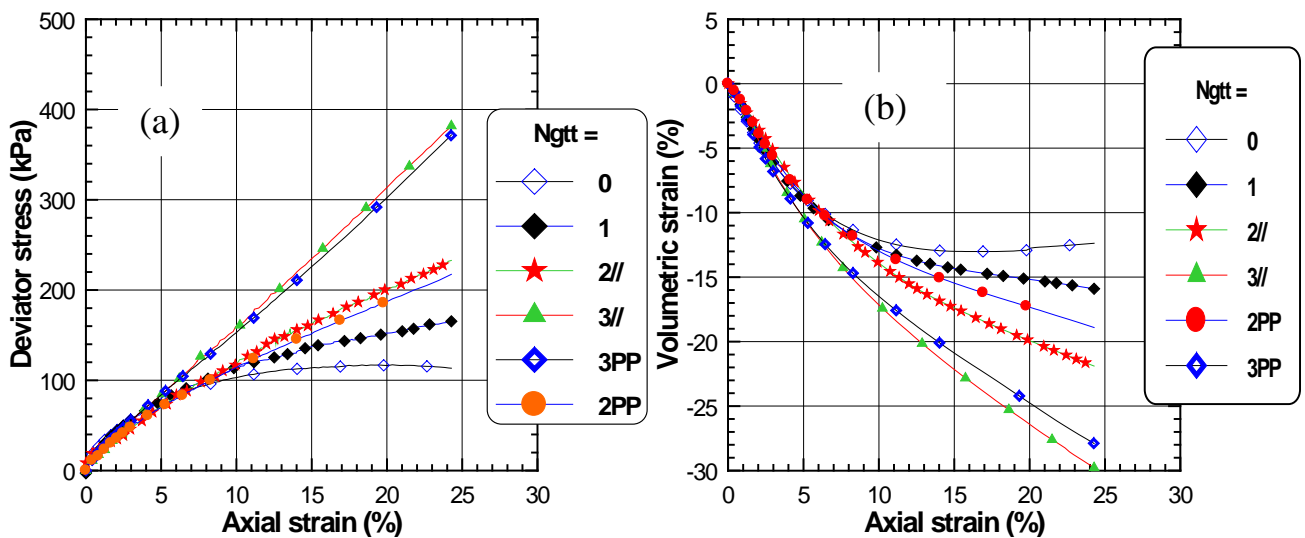


Figure 4.12: Influence de la disposition du géotextile sur la réponse drainée du sable renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa , $Dr=50\%$)

La figure 4.13 indique que les inclusions de géotextiles augmentent de manière significative la résistance du sol sableux. En outre, la contrainte déviatorique maximale à la fin du cisaillement est plus prononcée pour les plus grands nombres de géotextiles et pour les pressions de confinement élevées. La figure 4.13b montre l'augmentation de variation de volume (contractance) avec l'augmentation du nombre de géotextiles à différente pression de confinement initiale. Nos résultats sont en bonne concordance avec les autres conclusions des recherches dans la littérature.

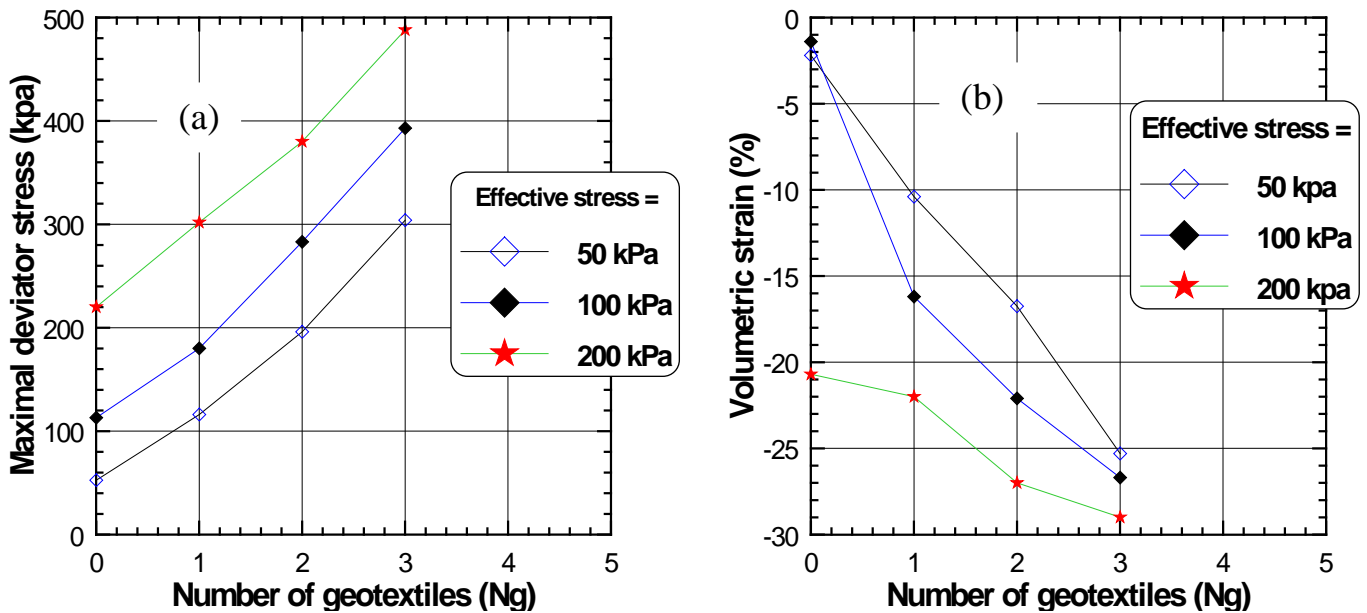


Figure 4.13: Résistance maximale et déformation volumique en fonction du nombre de géotextiles tissé ($D_r=50\%$).

La figure 4.14a illustre l'évolution de l'angle de frottement interne en fonction de la pression de confinement initiale et le nombre de géotextiles. Les résultats de ces tests de compression drainés sur des échantillons renforcés avec des géotextiles non tissés ont un effet important sur l'angle de frottement interne (ϕ), il augmente avec l'augmentation du nombre de géotextiles et diminue avec l'augmentation de la pression de confinement initiale (Fig.4.14a). La variation de l'angle de frottement interne avec le nombre de géotextiles suit une évolution linéaire (Fig.4.14b). L'augmentation de l'angle de frottement est due à l'augmentation de la surface entre les géotextiles et les particules de sol sableux.

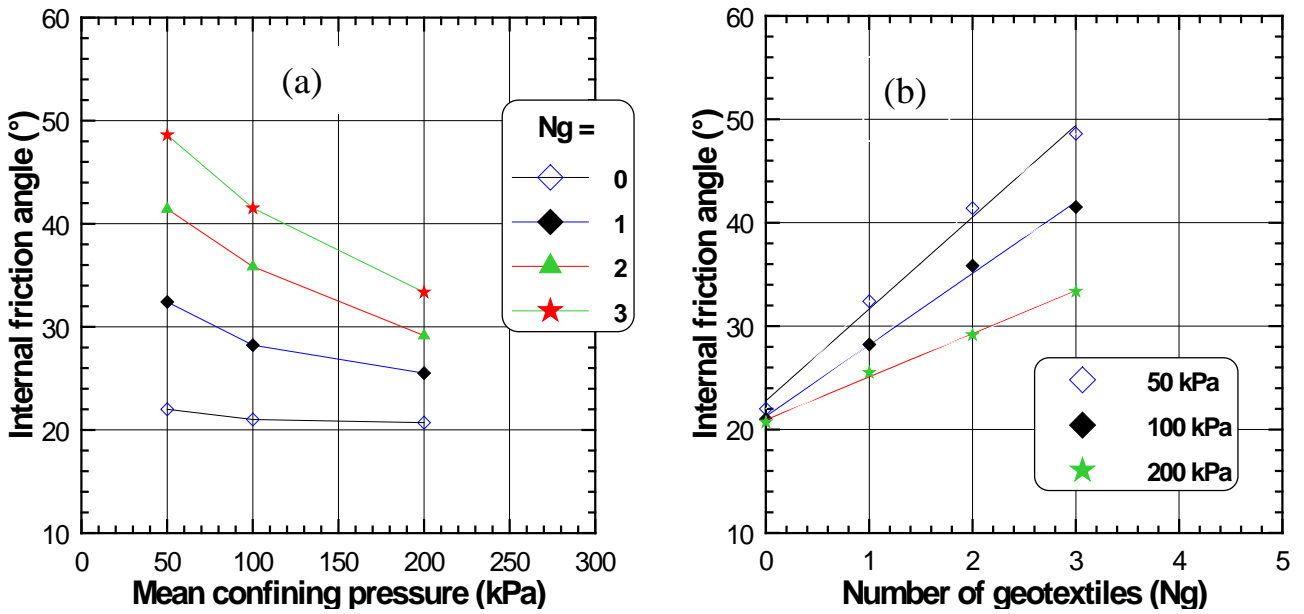


Figure 4.14 : Evolution de l'angle de frottement :

- (a) – En fonction de la contrainte initiale de confinement,
- (b) – En fonction du nombre de géotextiles.

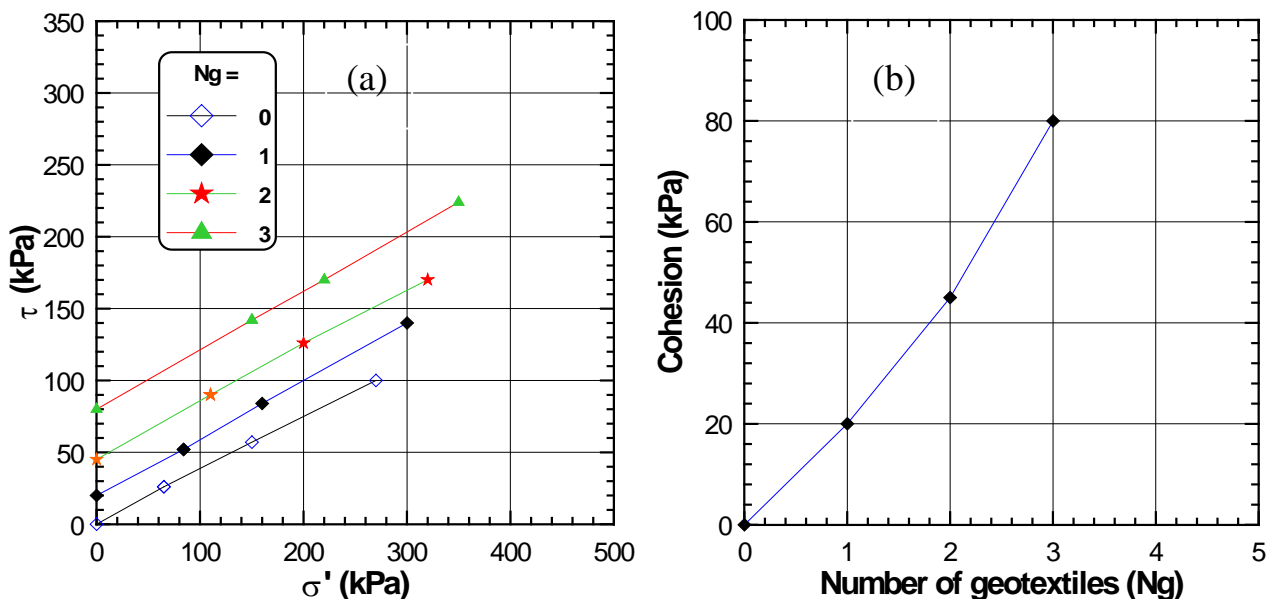


Figure 4.15: Effet du nombre de couches de géotextiles sur la résistance et la cohésion

- (a) – Contrainte de cisaillement versus pression de confinement,
- (b) - Cohésion versus du nombre de géotextiles.

La figure 4.15a montre l'enveloppe de la résistance au cisaillement des sols sableux renforcés par géotextiles. La cohésion de sable renforcé déterminée en condition drainée présente une relation quasi linéaire. Toutefois, le taux d'augmentation de la cohésion augmente de manière significative avec le nombre de géotextiles croissant cette augmentation de cohésion peut attribuer au rôle de enchevêtrement entre les grains et les surface de géotextiles et par conséquent l'augmentation des forces inter granulaire des

grains (fig.4.15b). L'augmentation de la résistance au cisaillement est due à la plus grande surface de géotextiles dans le sol. L'augmentation de la surface correspond à une augmentation de la surface de frottement entre les géotextiles et les particules de sol sableux.

4.5 Résultats des essais drainés sur sable renforcé moyennement dense.

Une autre série d'essais triaxiaux drainés a été effectuée sur du sable moyennement dense renforcé par géotextiles tissés et non tissés sous une pression de confinement initiale $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa. Figures 4.16a, à 4.17a montrent les résultats de ces essais. Tous les figures concernant la déviateur en fonction de déformation axiale montrent une amélioration significative de la résistance au cisaillement de tous les échantillons renforcés par géotextiles; nous notons pour une faible pression initiale de confinement ($\sigma'_c = 50$ kPa) et lorsque le nombre de couches dépasse $N_g=2$ (échantillons avec 3 couches), on note une augmentation de la résistance de cisaillement selon d'une manière linéaire. En outre, pour les figures qui montrent le changement volumique nous observons une augmentation de contractance avec l'augmentation des couches de géotextiles; cela est dû à l'empêchement de la déformation radiale par les couches de géotextiles à cause du frottement entre ces couches et les particules de sol sableux et par conséquent la contractance augmente. Figure 4.16b à 4.27b montre l'évolution de la déformation volumique de ces essais en fonction de la déformation axiale. On constate que les couches de géotextiles contribuent énormément à la limitation de la dilatation du sol sableux. Il est à noter que pour les essais réalisés sur le sable lâche et moyennement dense renforcé par des géotextiles non tissés (type1) la résistance au cisaillement est plus élevée que ceux renforcés par le second type (type2). On peut même conclure que la perméabilité affecte l'efficacité même de géotextiles.

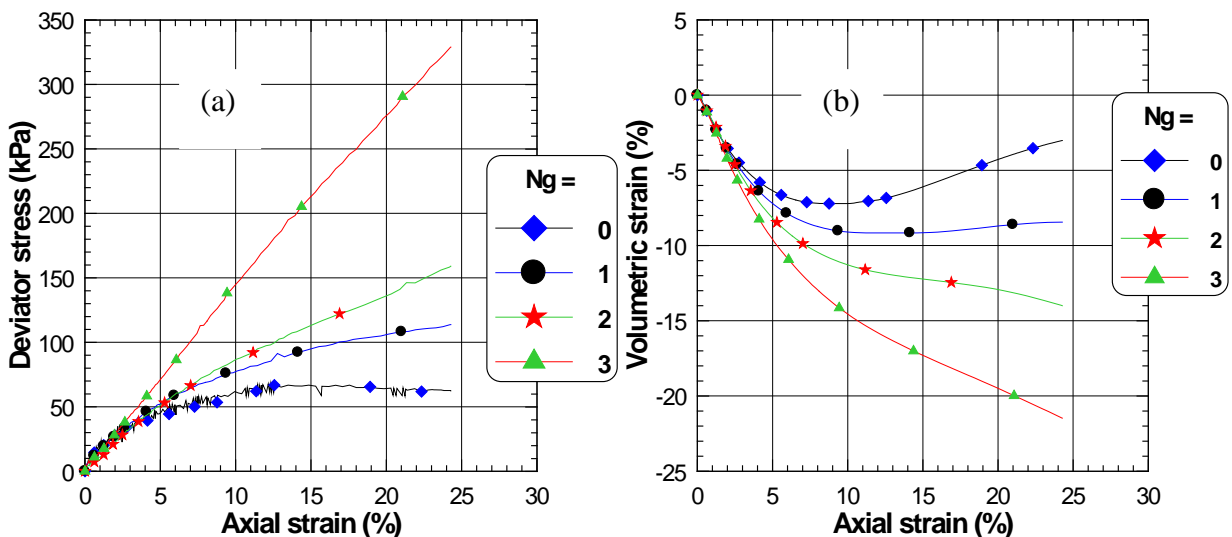


Figure 4.16: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile non tissé NW ($\sigma'_c = 50$ kPa)

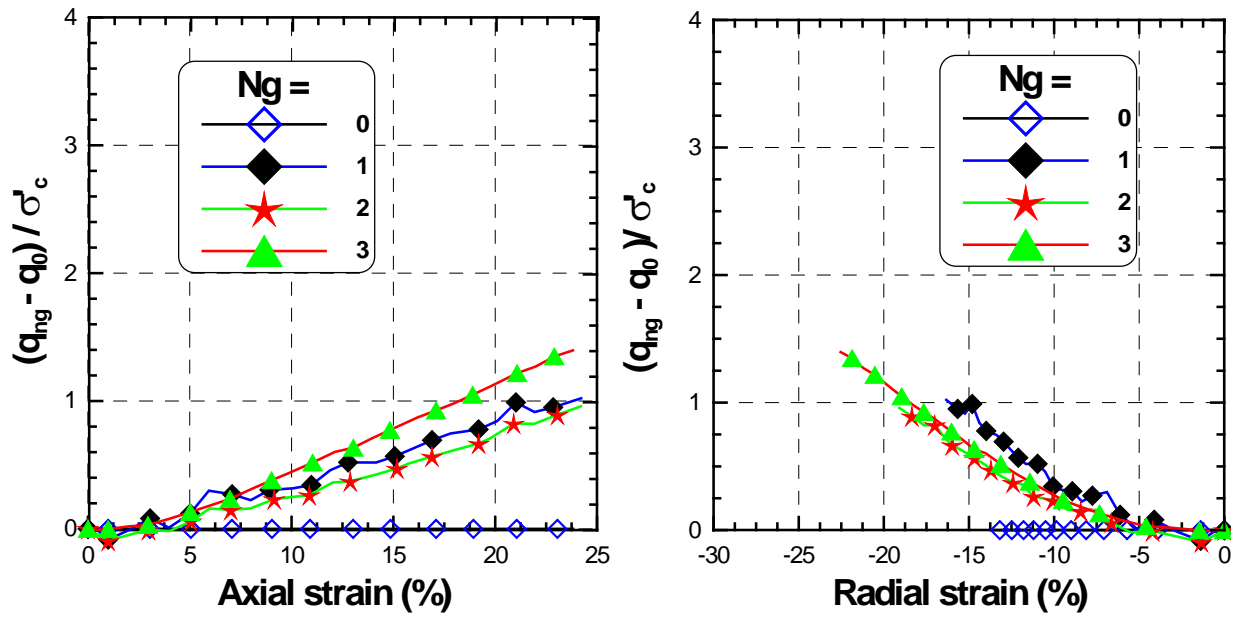


Figure 4.17: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (50 kPa)
(Geotextiles, NW)

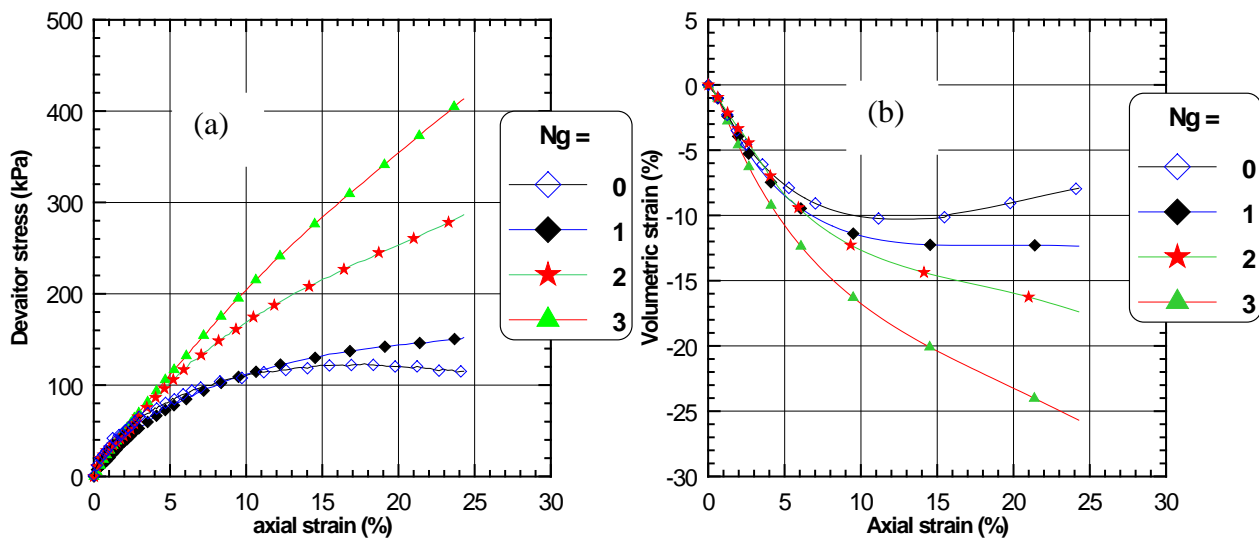


Figure 4.18: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile non tissé NW
($\sigma'_c = 100$ kPa)

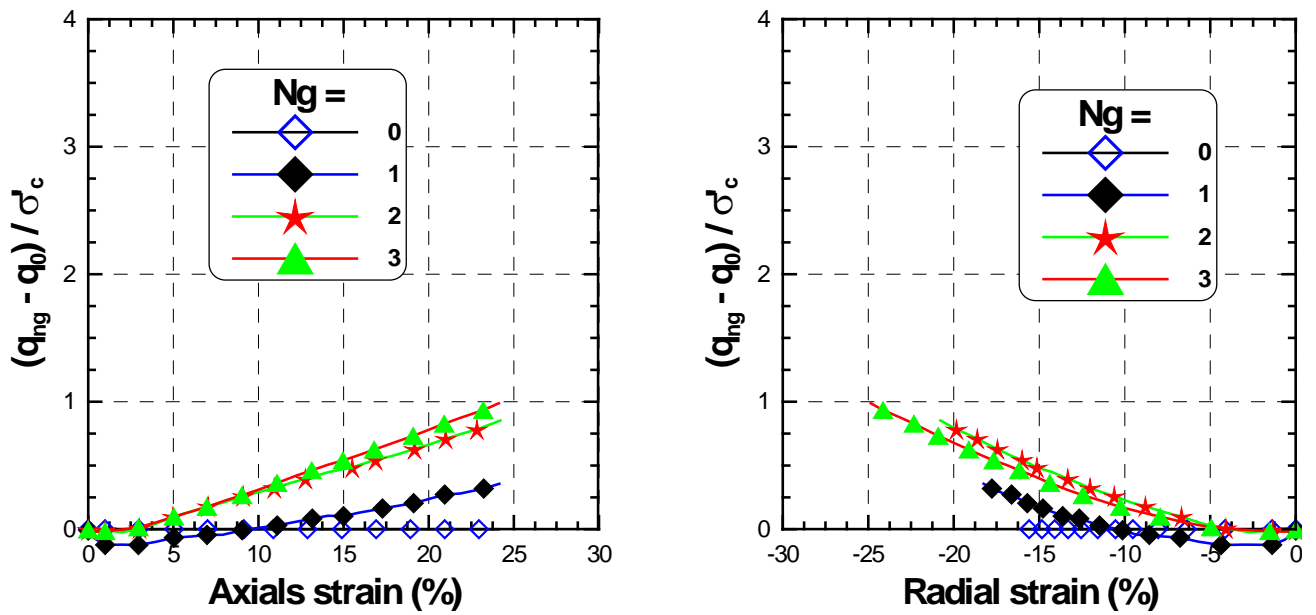


Figure 4.19: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (100 kPa)
(Géotextiles, NW)

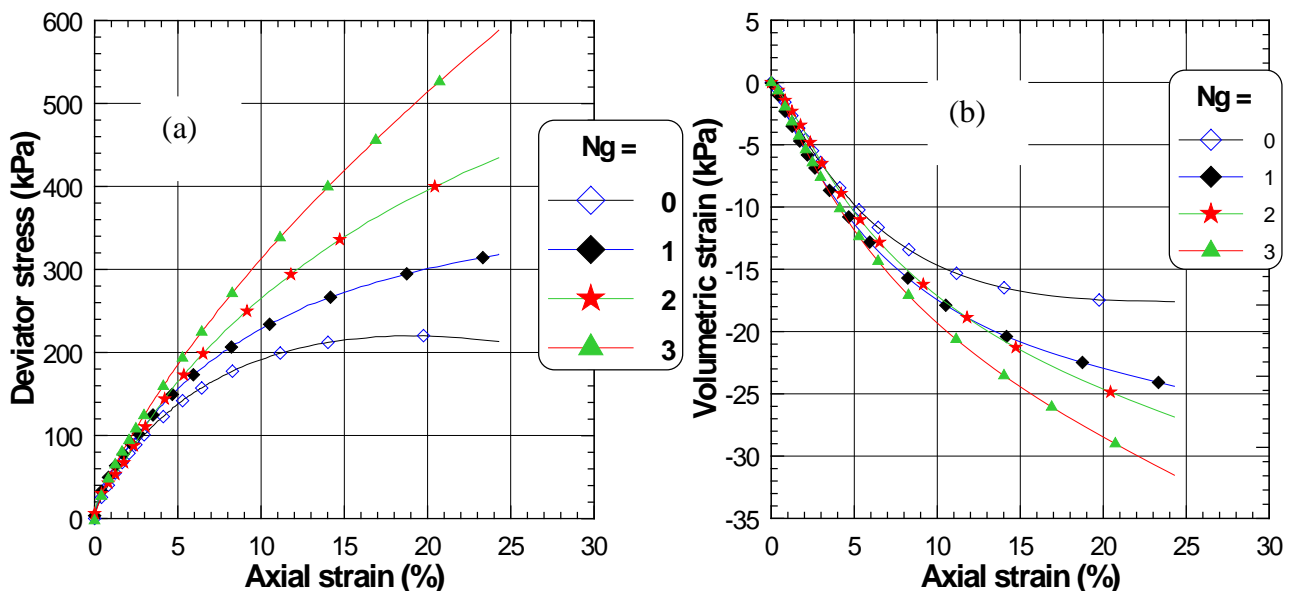


Figure 4.20: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile non tissé NW ($\sigma'_c = 200$ kPa)

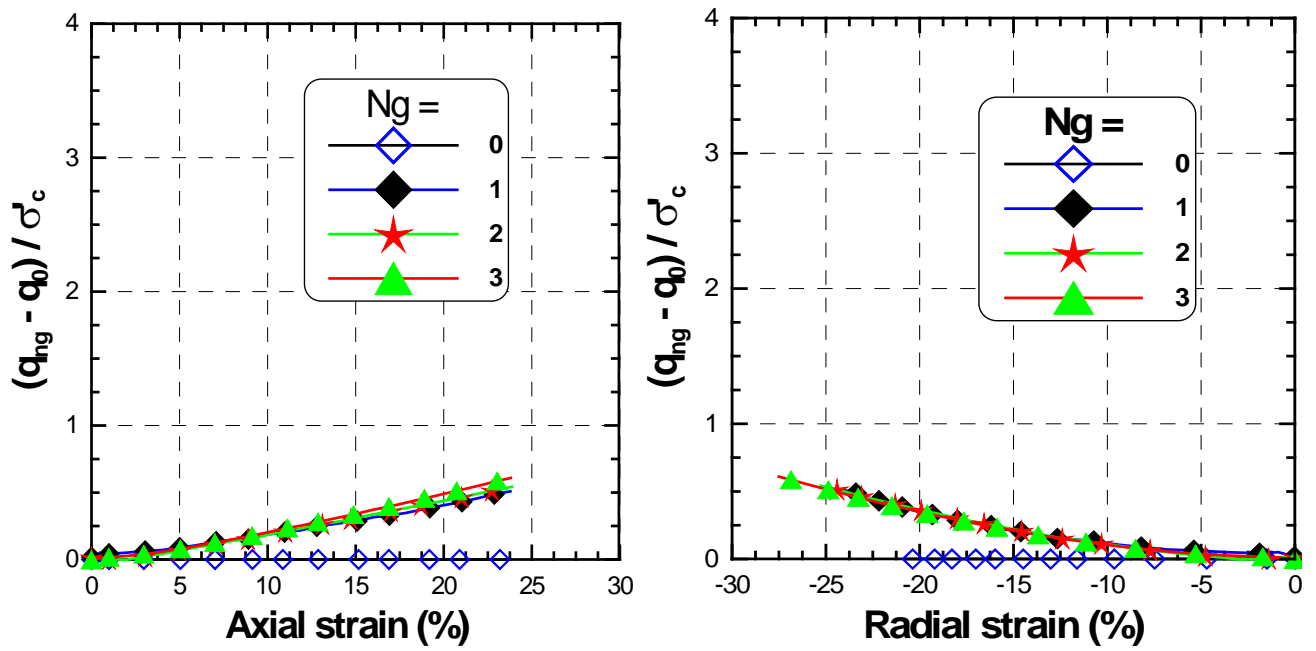


Figure 4.21: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (200 kPa)
(Géotextiles, NW)

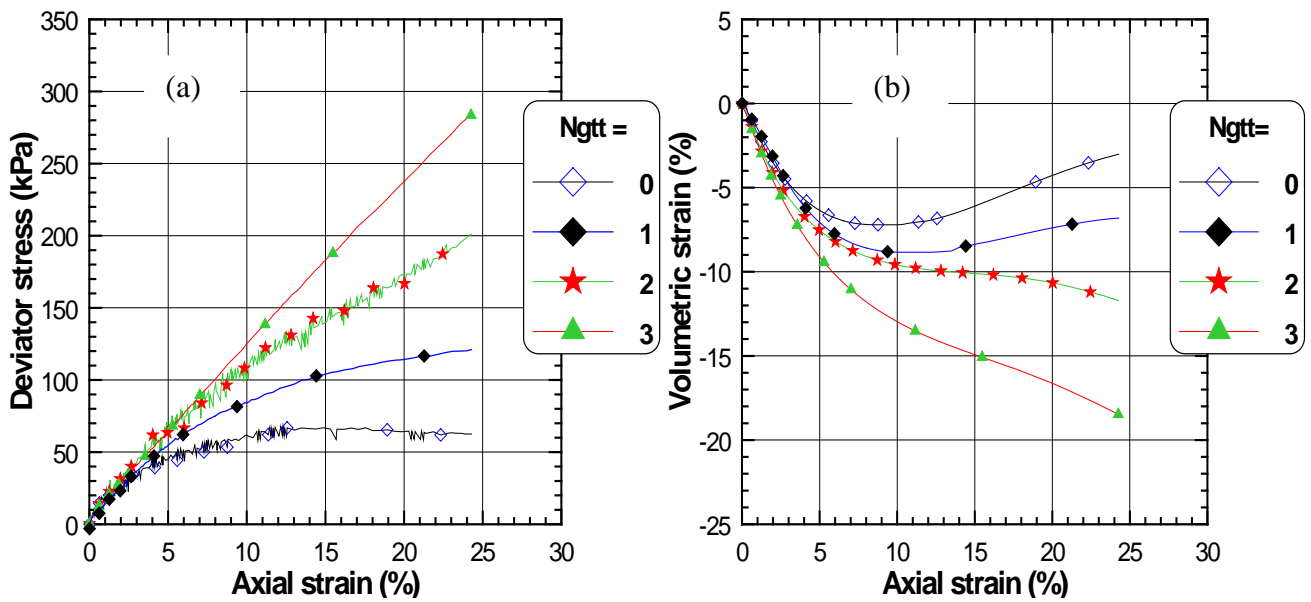


Figure 4.22: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile tissé W ($\sigma'_c = 50$ kPa)

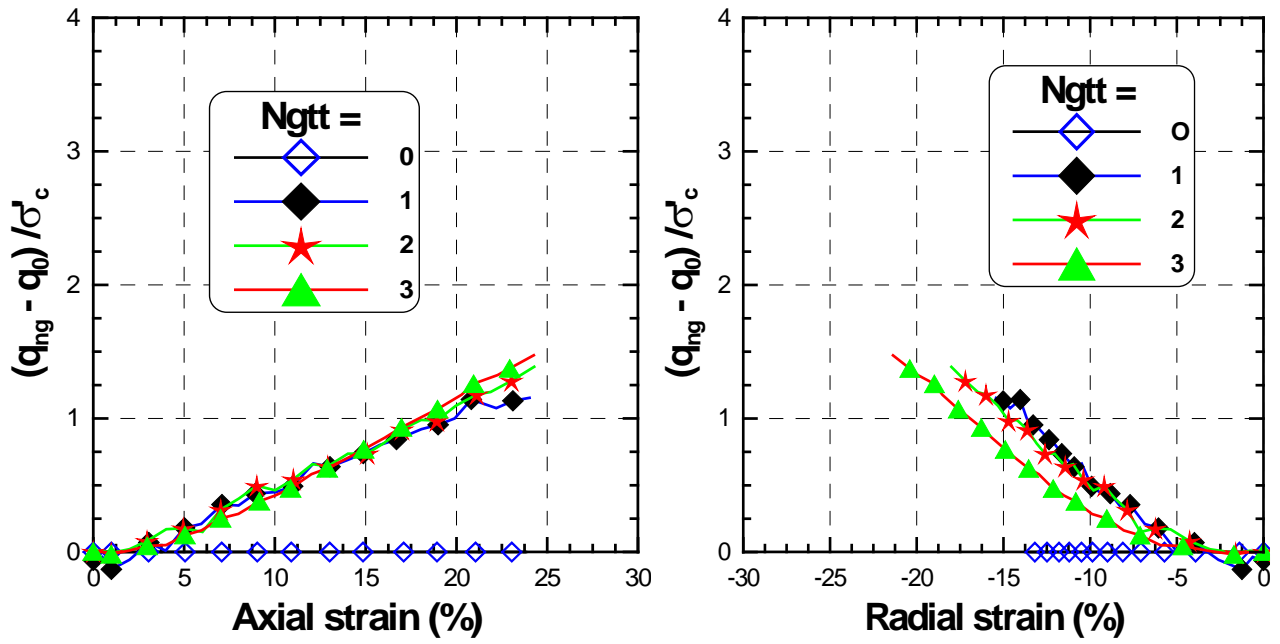


Figure 4.23: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (50 kPa)
(Géotextiles, W)

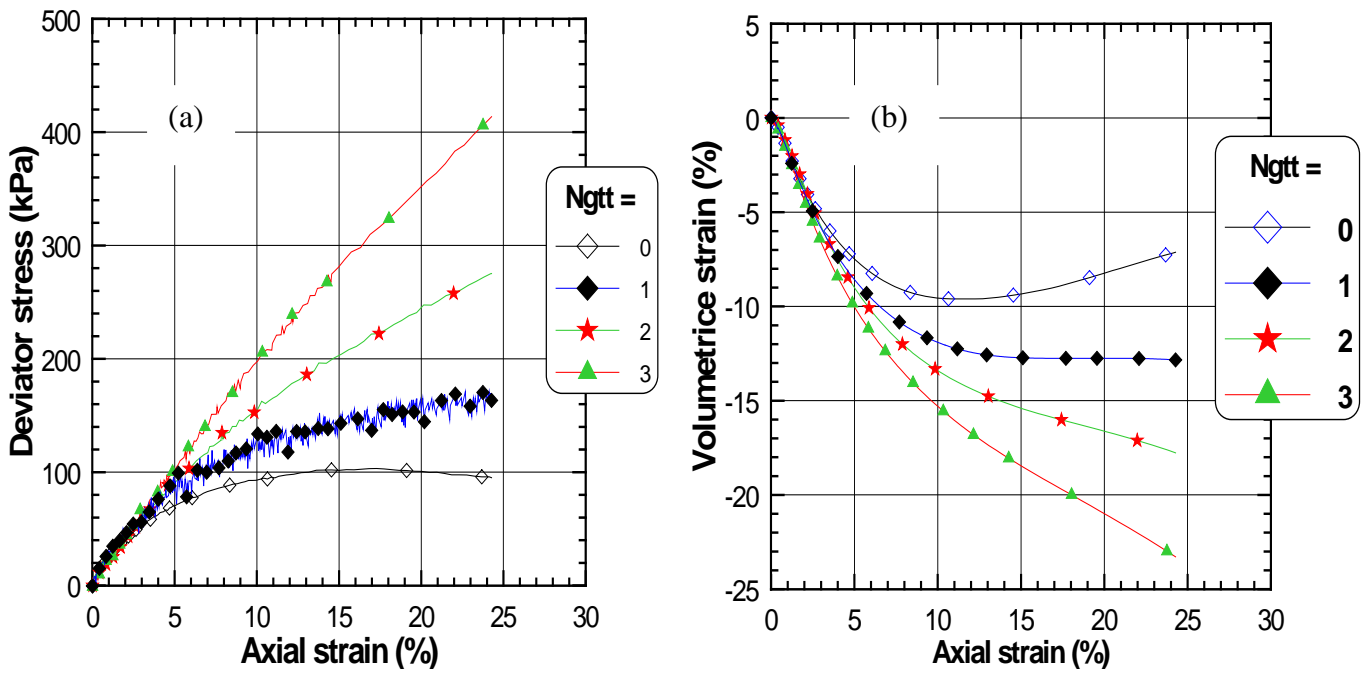


Figure 4.24: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile tissé W ($\sigma'_c = 100$ kPa)

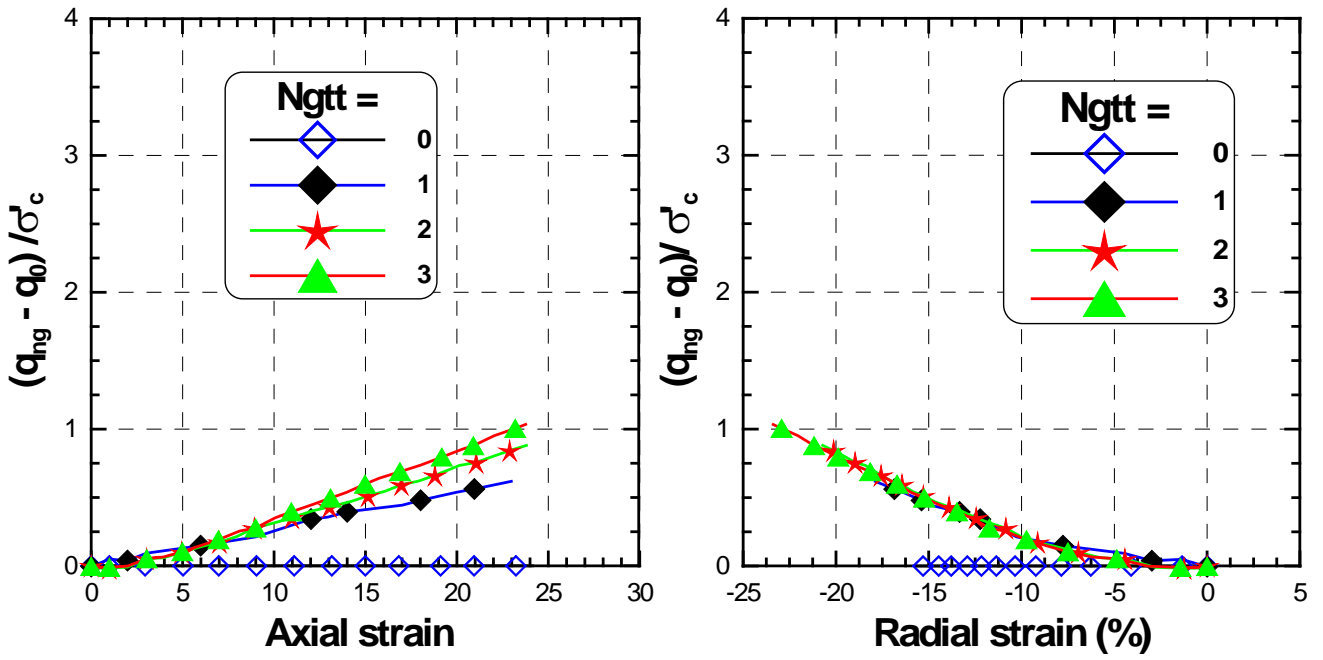


Figure 4.25: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (100 kPa) (Geotextiles, W)

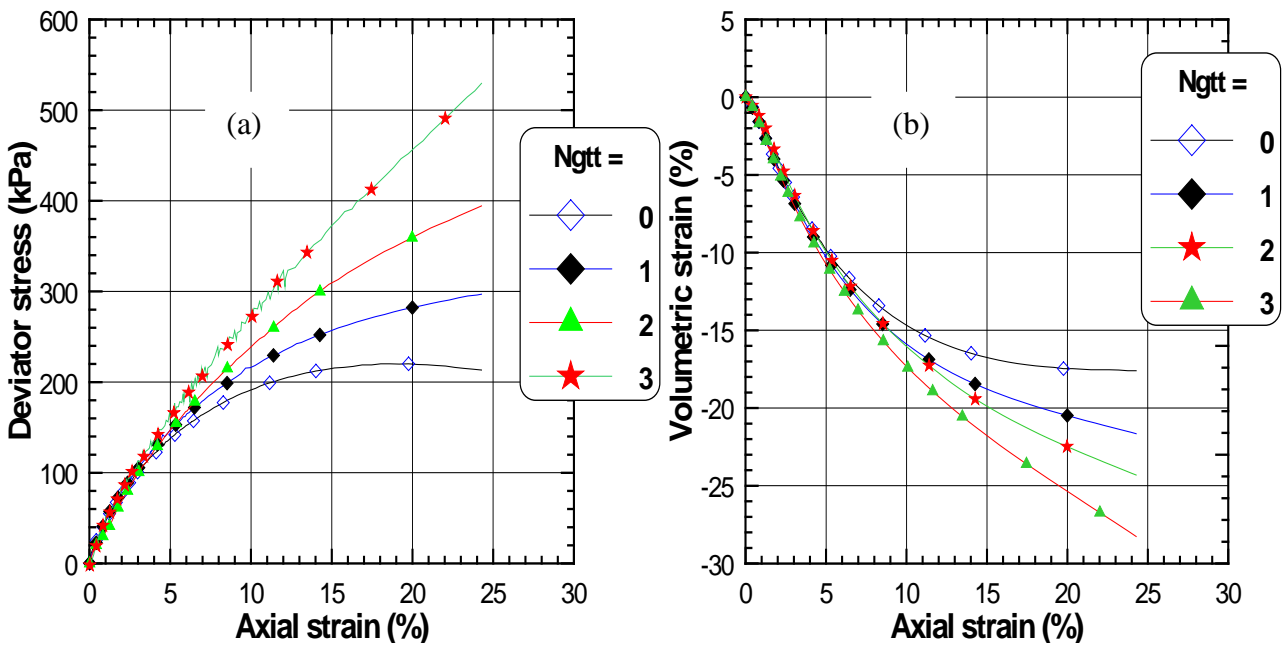


Figure 4.26: Essai de compression drainée sur sol renforcé par géotextile tissé W ($\sigma'_c = 200$ kPa)

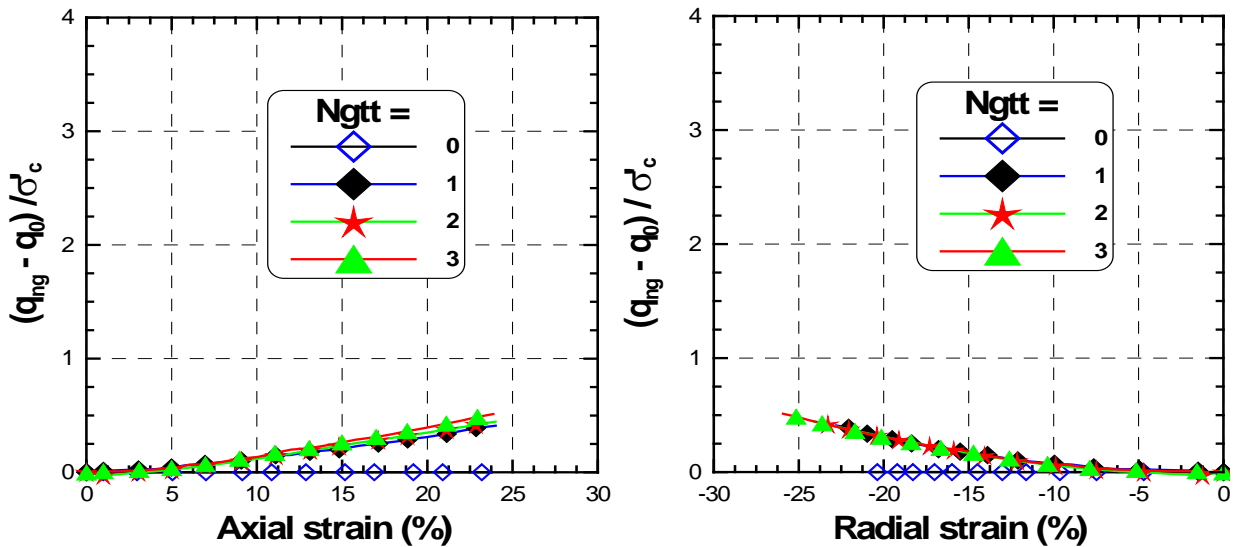


Figure 4.27: Rapport de contrainte normalisée versus déformation axiale et radiale (200 kPa) (Géotextiles, W)

La figure 4.28 illustre l'évolution de l'angle de frottement interne par rapport à la pression initiale de confinement pour les sols sableux renforcé par deux types de géotextiles (fig.4.28a) et le nombre de géotextiles (fig.4.28b). Les résultats des essais drainés montrent que l'augmentation des couches de géotextiles a un effet important sur l'angle de frottement interne (ϕ). L'angle de frottement interne augmente avec le nombre de nappes de géotextiles et diminue avec l'augmentation de la pression confinement initiale (fig.4.28a). Les types de géotextiles ont une faible influence sur l'angle de frottement interne (fig.4.28b).

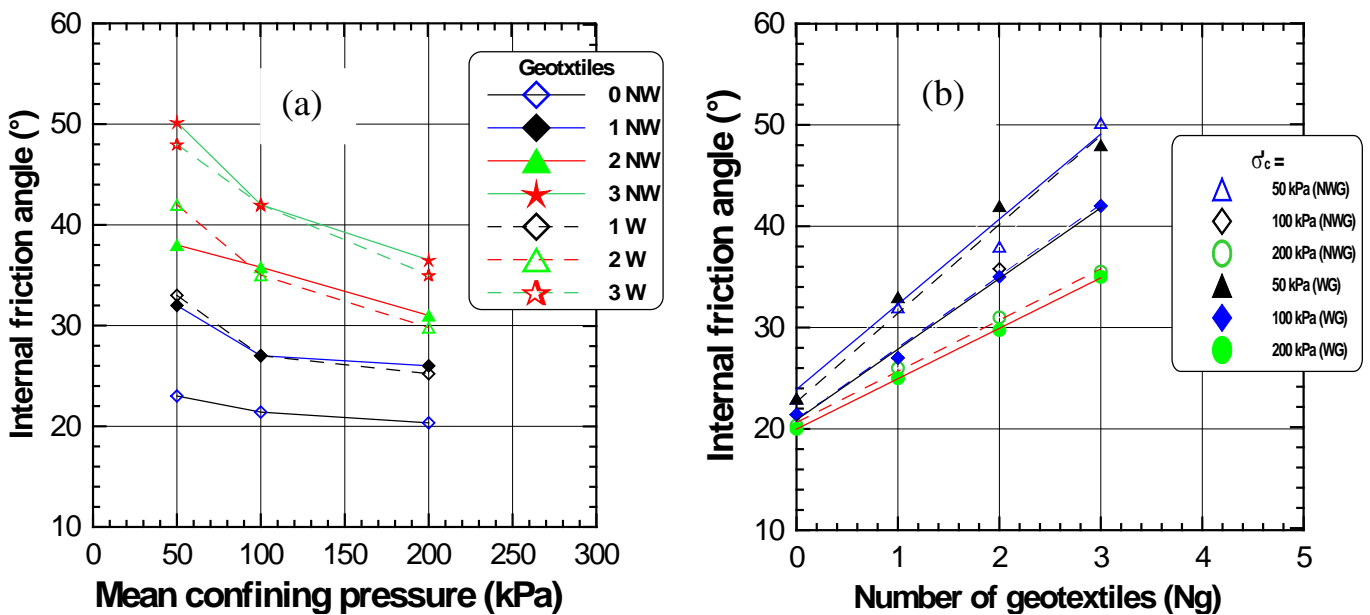


Figure 4.28: Evolution de l'angle de frottement
 (a) - En fonction de la contrainte initiale de confinement (Géotextiles),
 (b) - En fonction du nombre de géotextiles.

L'évolution de l'enveloppe de la résistance au cisaillement du sol sableux renforcé avec différents types de géotextiles est illustrée sur la figure 4.29. Nous observons une importante augmentation de la résistance au cisaillement avec le nombre de géotextiles et type de renforcement a un peu d'influence sur la résistance au cisaillement jusqu'à ce que $N_g = 2$; nous remarquons que les échantillons renforcés par type 1 (NW) présente une résistance élevée au cisaillement que ceux renforcés par type 2 (W). Figure 4.30 montre l'évolution de la cohésion par rapport au nombre de renforcement (géotextile). La courbe montre une progression linéaire de la cohésion du sol renforcé par des géotextiles tissés (type 2, W), alors que le sol renforcé par non tissé (NW) présente un progrès linéaire de la cohésion jusqu'à $N_g = 2$; puis au-delà de deux, nous notons une augmentation très importante de la cohésion quand $N_g = 3$.

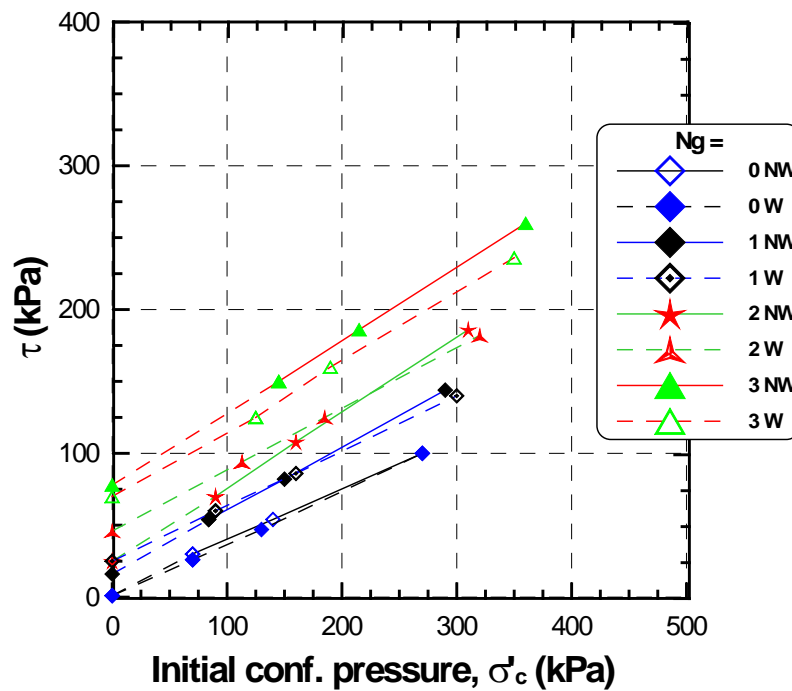


Figure 4.29: Evolution of shear strength versus initial confining pressure

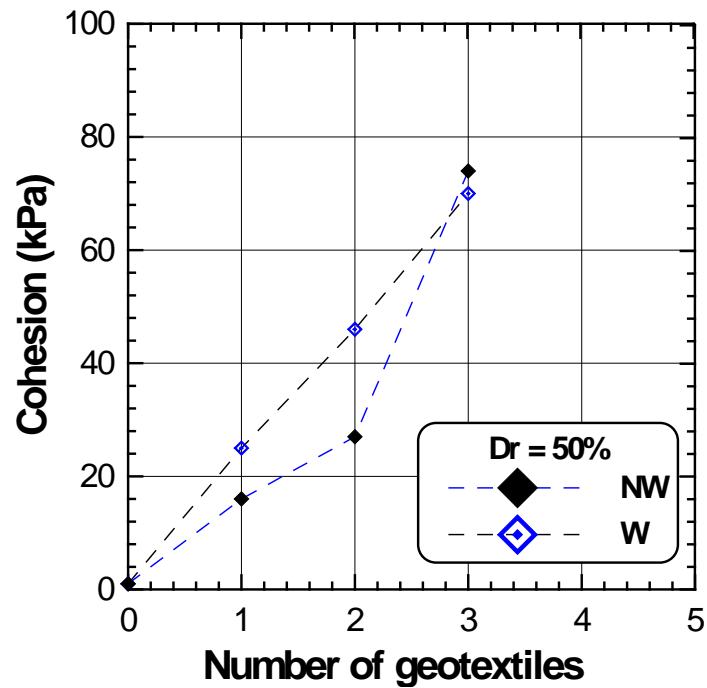


Figure 4.30: Cohesion versus number of géotextiles layers.

4.6 Résultats des essais drainés sur sable renforcé dense.

Une autre série d'essais triaxiaux drainés a été effectuée sur du sable vierge dense et cisailés sous une pression de confinement initiale $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa. La figure 4.31 illustre les résultats de ces essais, on note une nette amélioration de la résistance avec l'augmentation de la contrainte de confinement initiale ; la résistance maximale passe de $160, 180$ et 260 kPa lorsque le confinement passe de $50, 100$ à 200 kPa (fig.4.31a). La figure 5.31b illustre les variations des déformations volumiques en fonction de la déformation axiale ; on note ici que tous les échantillons testés passent par une phase de contractance suivi par une phase de dilatance. On observe que la dilatance diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement, ces résultats sont en parfaite concordance avec ceux trouvés dans la littérature ([Al Mahmoud 1997](#), [Arab 1998](#)).

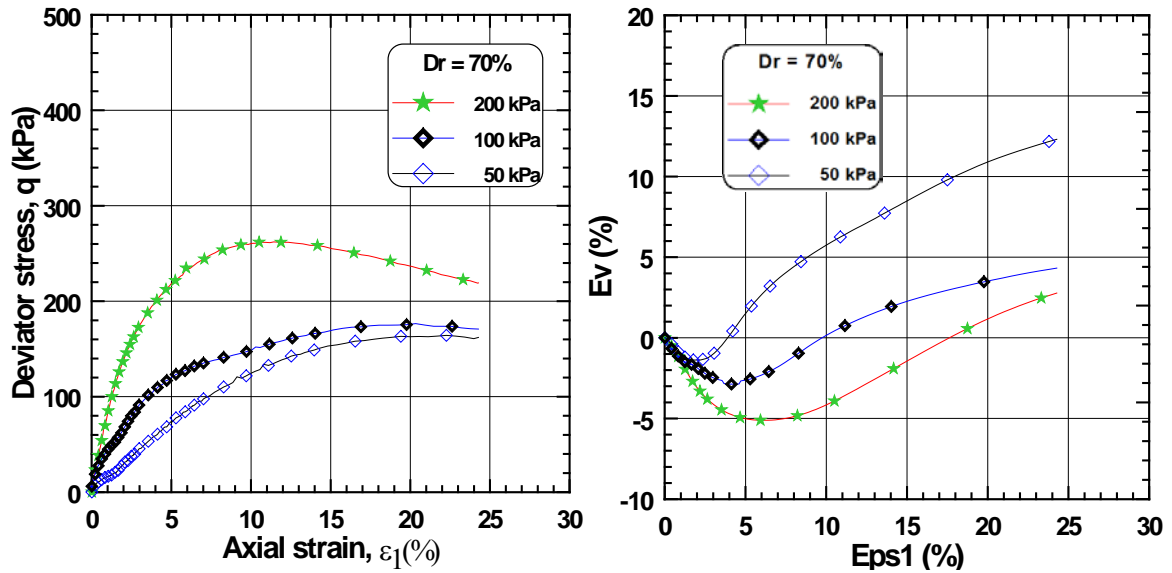


Figure 4.31: Essai de compression drainée sur sol vierge dense (Dr=70%)

Les figures 4.32a, 4.33a et 4.34a montrent les résultats des essais réalisés sur sable dense renforcé par géotextile et cisailés sous une contrainte de cisaillement $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa. Toutes les figures montrent une amélioration significative de la résistance au cisaillement de tous les échantillons renforcés par géotextiles. On note que pour les échantillons cisailés sous une contrainte initiale $\sigma'_c = 50$ kPa, l'augmentation du géotextile de $N_g=0$ à 2 , la résistance varie peu ; tandis que lorsque $N_g=3$ la résistance augmente d'une manière significative. Les figures 4.32b, 4.33b et 4.34b montrent l'évolution de la variation volumique en fonction de la déformation axiale. On note ici que la dilatance diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement et avec le nombre de géotextiles.

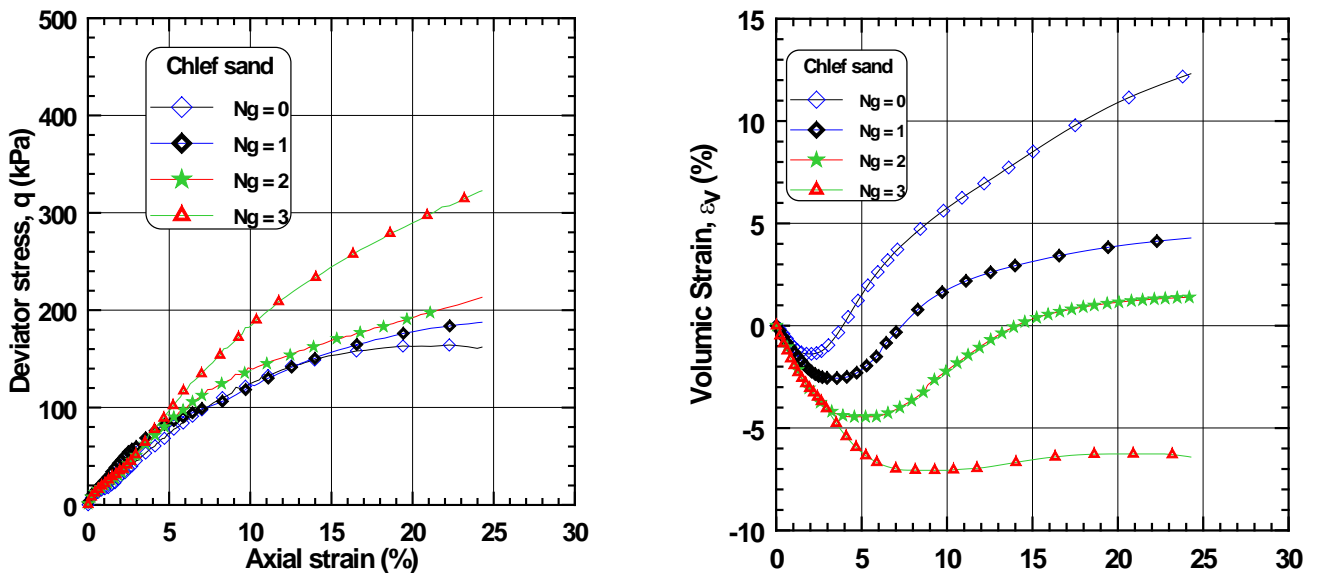


Figure 4.32: Essai de compression drainée sur sol renforcé dense (50 kPa)

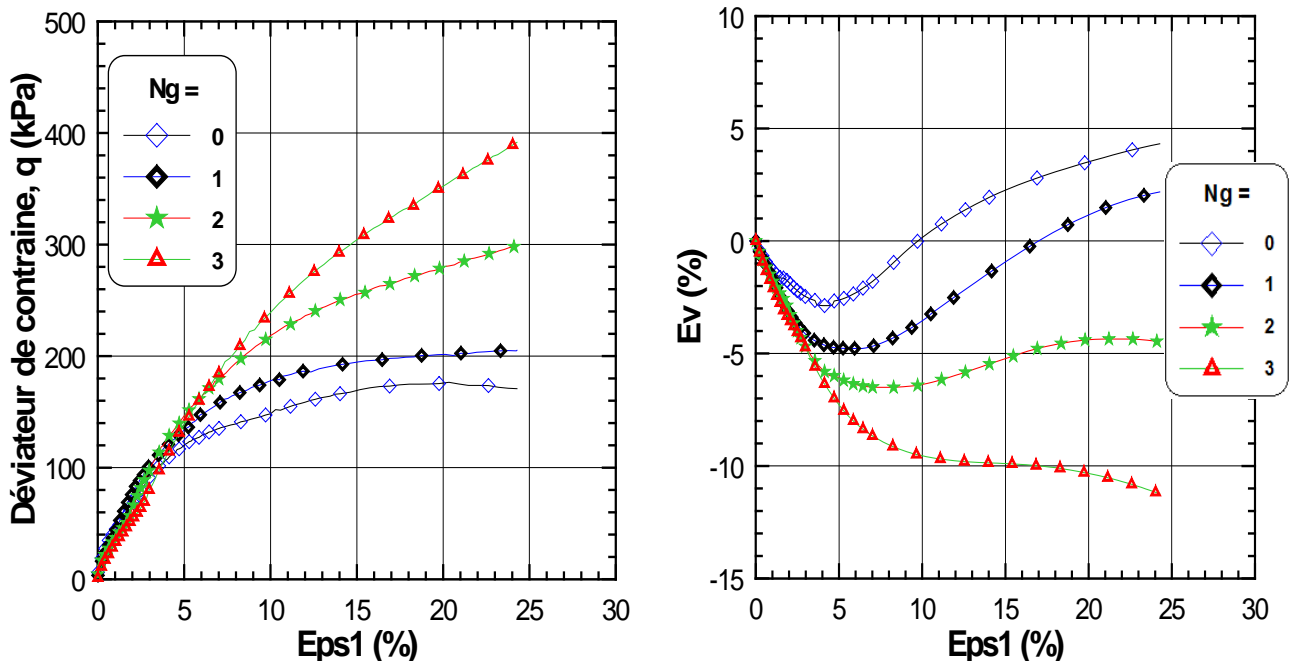


Figure 4.33: Essai de compression drainée sur sol renforcé dense (100 kPa)

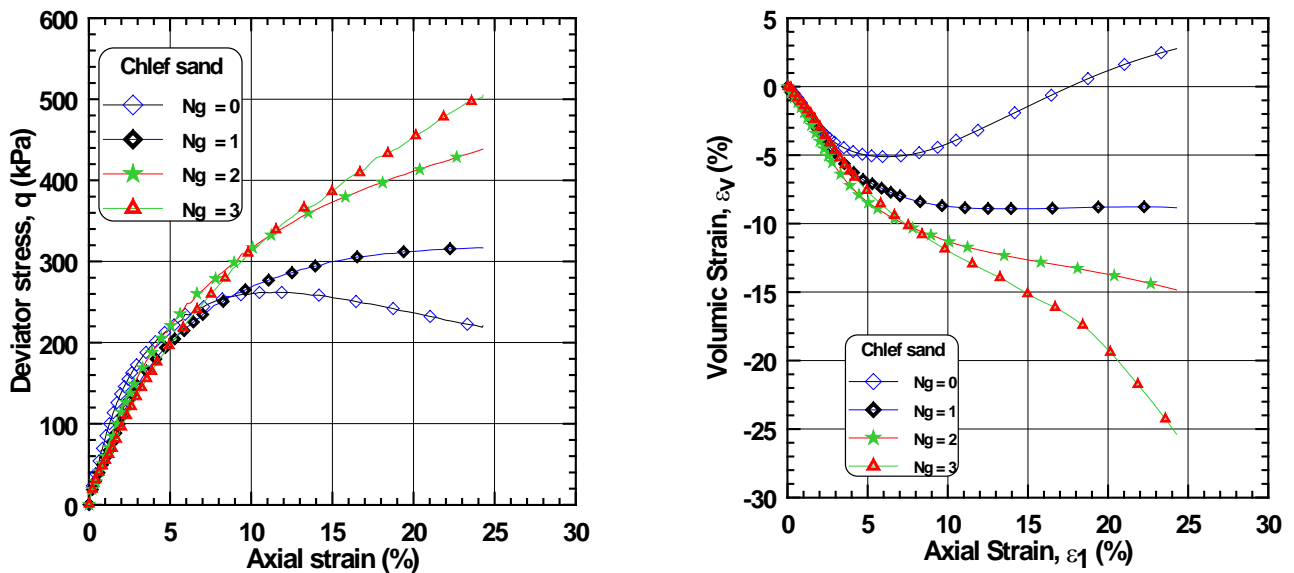


Figure 4.34: Essai de compression drainée sur sol renforcé dense (200 kPa)

4.7 Essais non drainés

4.7.1 Influence de la densité relative sur la réponse mécanique

4.7.1.1 Résultats des essais lâches

Une série d'essais triaxiaux sur sable lâche a été réalisé sur des échantillons vierges et renforcés par nappes de géotextile non tissé (NT) sous une contrainte effective de 100 kPa. Les résultats de ces essais sont illustrés dans la figure 4.35a, on observe une augmentation significative de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile, elle passe de 49 kPa pour le sol vierge à 65 kPa pour le sol avec une nappe, à 105 kPa et 170 kPa pour respectivement le sol avec deux et trois nappes de géotextile. On observe aussi un comportement de ramollissement après avoir constaté un pic de déviateur puis la résistance augmente, le pic de déviateur de contrainte apparaît pour le sol vierge et avec une de géotextile et disparaît pour le sol avec deux et trois nappes. On note que la résistance augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile. La variation de la pression interstitielle du sol renforcé est illustrée dans la figure 4.35b, on remarque que la pression interstitielle sur les spécimens renforcés montre une augmentation jusqu'à un pic suivi d'une diminution pour l'échantillon vierge et renforcé par une nappe (les spécimens montrent un peu le caractère dilatant), et après l'augmentation du nombre de géotextiles renforcés on observe une réduction du caractère dilatant; cela est dû à l'empêchement de la déformation radiale des échantillons par frottement entre les couches et les particules de sol sablonneux et la contraction du sol augmente; par conséquent la pression interstitielle continue à augmenter jusqu'à la fin du cisaillement (fig.4.35b). La figure 4.36 montre une photographie typique d'échantillon renforcé par trois nappes de géotextiles; On voit bien que les nappes de géotextiles empêchent les déformations radiales induisant une augmentation de la contractance du sol.

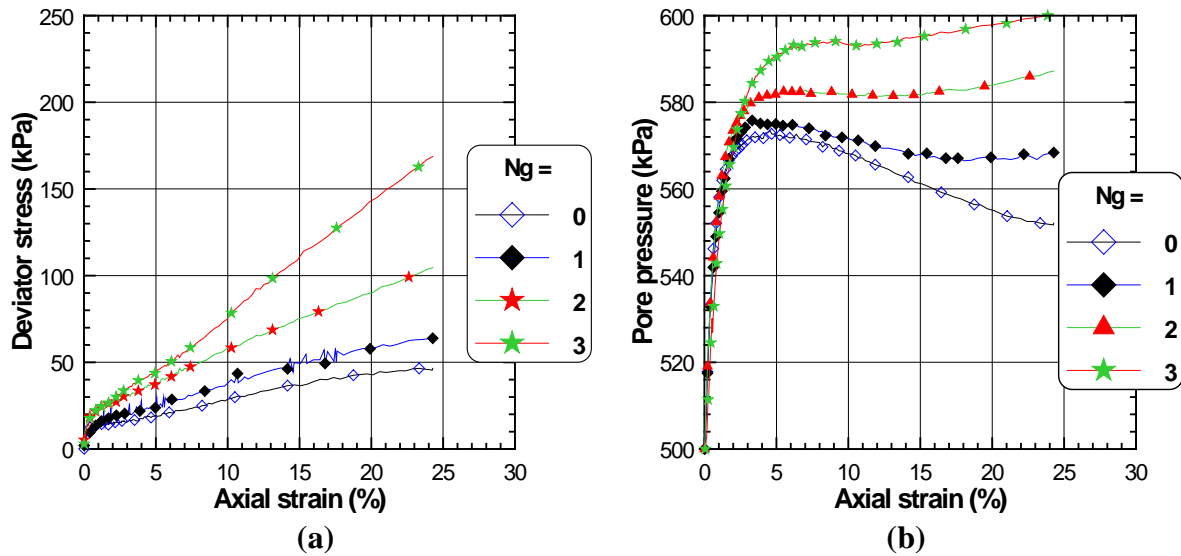


Fig. 4.35. Essais de compression non drainé sur sable lâche renforcé par géotextile ($\sigma'_c = 100$ kPa) (Géotextile NT)



Figure 4.36: Photographie typique du sol lâche renforcé par trois nappes de géotextile ($\sigma'_c = 100$ kPa)

4.7.1.2. Résultats des essais moyennement denses

Une autre série d'essais triaxiaux a été réalisée par [Brahim \(2010\)](#) dans le cadre de son mémoire de magister sur sable moyennement dense renforcé par géotextile cisailé sous une contrainte effective de 100 kPa. Les résultats de ces essais sont illustrés dans la figure 4.37, on note ici que la résistance du sable augmente rapidement avec l'augmentation du nombre de géotextile. Le sol non renforcé présente un pic de déviateur qui tend à disparaître avec l'augmentation du nombre de renforcement (fig.4.37a). L'évolution de

la pression interstitielle est illustrée dans la figure 4.37b, en comparaison avec le sol moyennement dense, on trouve les mêmes tendances à savoir une augmentation de la pression interstitielle avec l'augmentation du nombre de nappes de renforcement suivi d'une diminution de la pression (caractère dilatant) ensuite on observe une réaugmentation de la pression interstitielle due à l'empêchement des déformations radiales par les nappes de géotextile où l'échantillon montre un caractère contractant jusqu'à la fin du cisaillement.

La figure 4.38 montre l'évolution du déviateur de contrainte maximale en fonction du nombre de géotextile, on observe une augmentation significative de la résistance au cisaillement caractérisé par le déviateur de contrainte avec l'augmentation du nombre de renforcement.

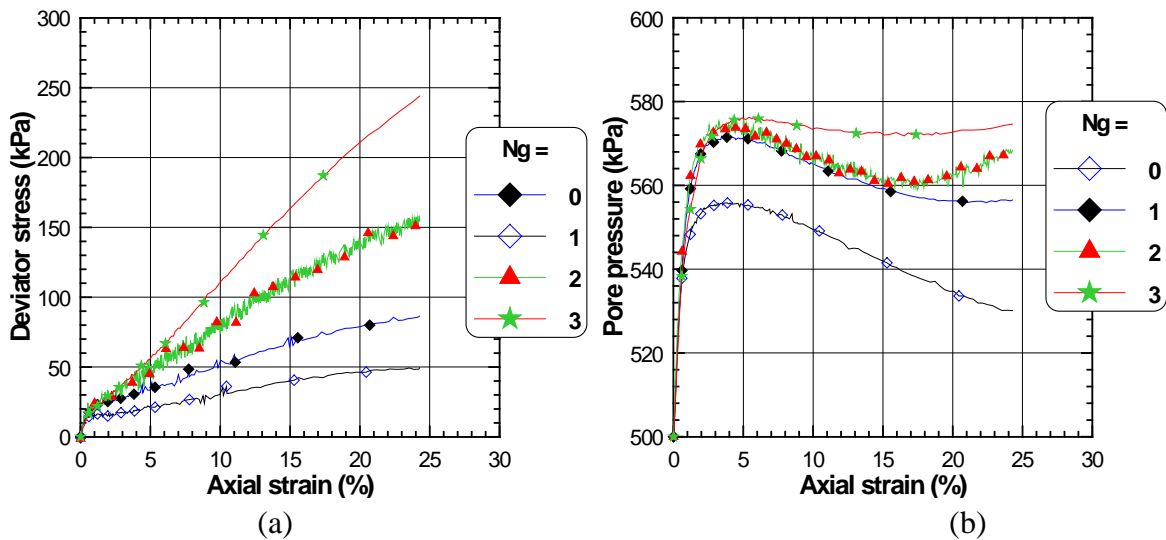


Fig.4.37. Essais de compression non drainé sur sable moyennement dense renforcé par géotextile ($\sigma'_c = 100$ kPa) (Géotextile NT)

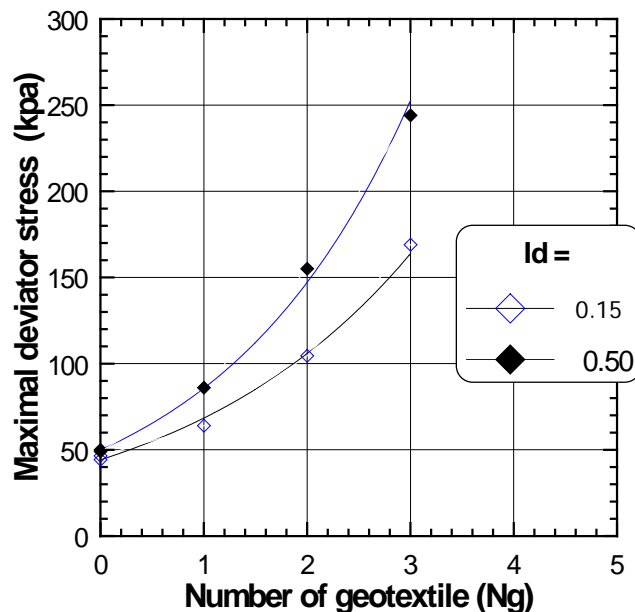


Fig. 4.38. Influence du géotextile sur la résistance au cisaillement du sable.

La figure 4.39 montre le pic d'annulation du taux de variation de la pression interstitielle en fonction du nombre de renforcement. La figure 4.39a que le niveau de taux de variation de la vitesse augmente rapidement pour le sable lâche (caractère contractant) que pour le sable moyennement dense qui augmente légèrement après $N_g=1$ (caractère dilatant), d'autre part la pression continue à augmenter jusqu'à la fin de cisaillement (fig.4.39b).

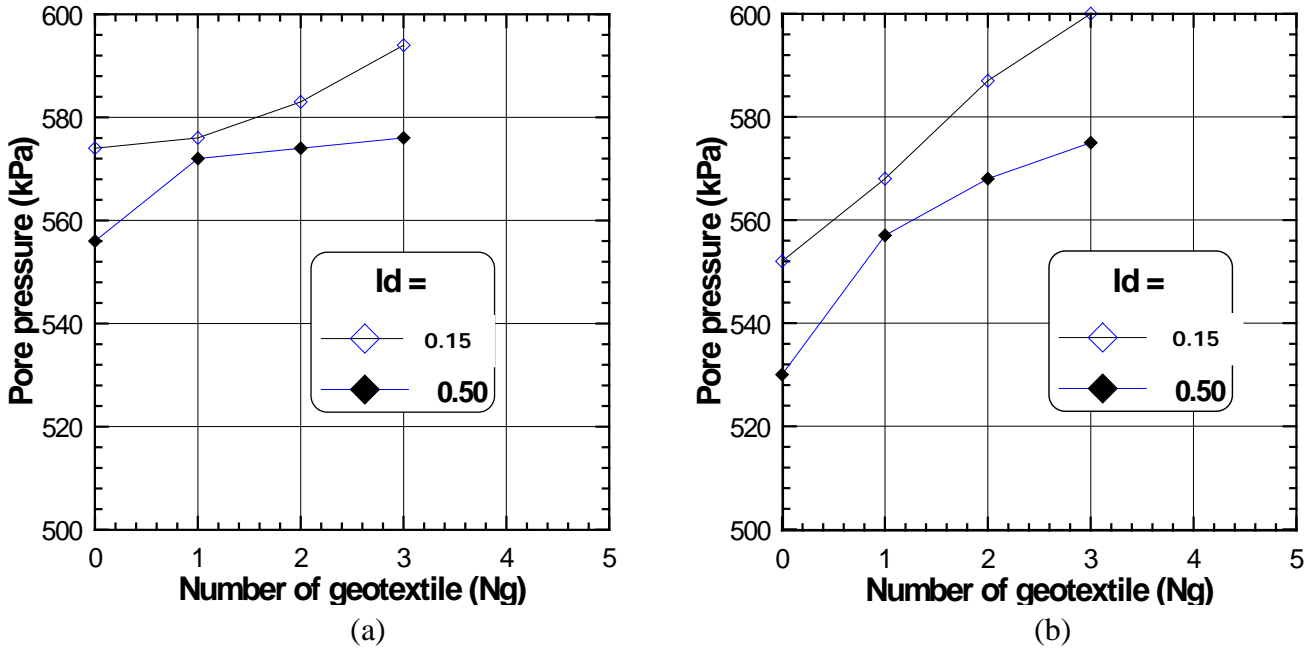


Fig. 4.39. Evolution de la pression interstitielle versus nombre de géotextile ($D_r=15$ et 50%)

- (a) : Annulation du taux de variation de la pression interstitielle,
- (b) : Pression interstitielle à la fin du cisaillement.

La figure 4.40 la variation de la déformation axiale au pic de la pression interstitielle. Dans la figure 4.40a, on note une augmentation rapide de la déformation axiale avec l'augmentation du pic de la pression interstitielle. L'échantillon lâche présente une variation significative de déformation axiale que l'échantillon moyennement dense, ces résultats montrent que l'échantillon lâche (caractère contractant) renforcé développe une rapide pression interstitielle que l'échantillon moyennement dense qui un caractère dilatant et génère moins cette pression. La figure 4.40b illustre la variation de la déformation axiale en fonction de la densité relative, elle montre clairement; une augmentation de la densité relative induit à une diminution du pic la pression interstitielle avec l'augmentation du nombre de nappes de renforcement que le sable lâche.

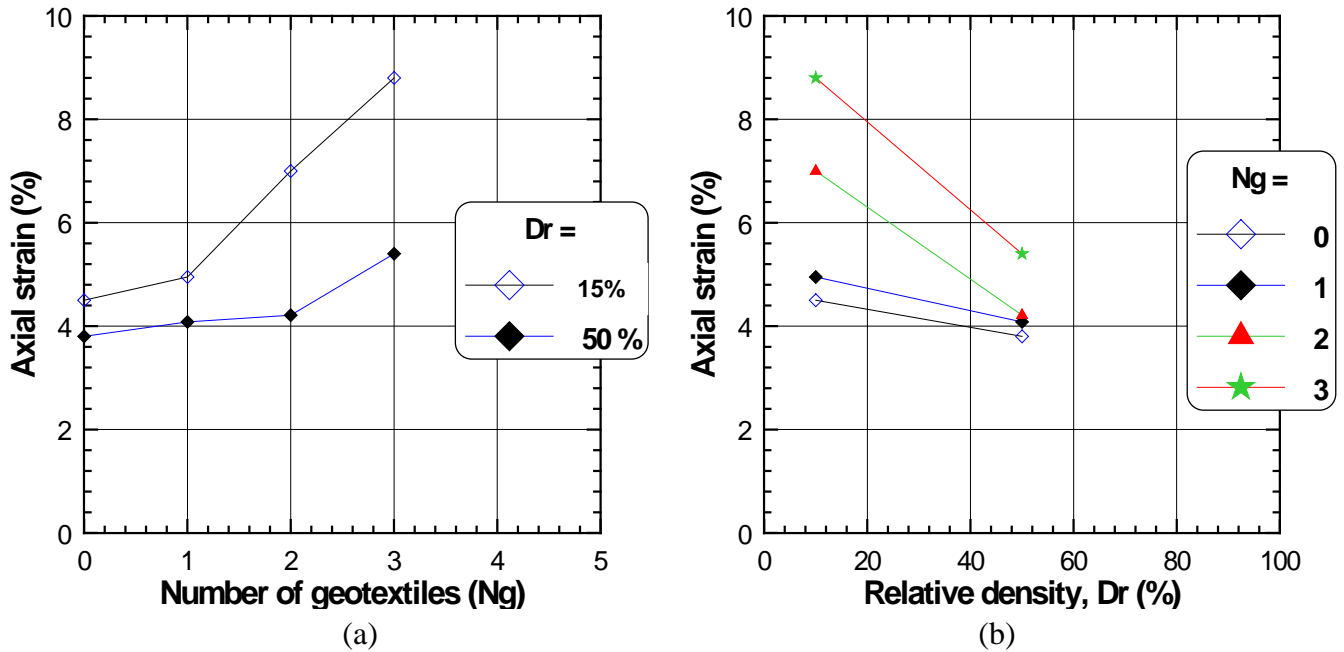


Fig. 4.40: Variation de la déformation axiale versus nombre de géotextile et relative densité initiale;

- (a) : Déformation axiale versus densité relative.
- (b) : Annulation du taux de variation de la pression interstitielle,

4.8 Conclusion

Ce chapitre présente une série d'essais triaxiaux drainés et non drainés sur sol renforcé par géotextile et préparé par différentes densités relatives (15, 50, 70%) pour évaluer les performances des géotextiles dans l'amélioration de la résistance au cisaillement. Influences de couches de géotextiles, la contrainte de confinement initial et la densité relative sur le comportement monotone du sol renforcé sont étudiés.

Les résultats trouvés montrent que la contrainte de confinement affecte d'une manière très significative la résistance au cisaillement du sable renforcé.

La résistance du sable renforcé augmente avec l'augmentation de la densité relative et du nombre de géotextiles.

Le confinement et l'augmentation du nombre de géotextile diminuent la dilatance et par conséquent la contractance augmente.

La densité relative et l'augmentation du nombre de géotextile augmente la résistance au cisaillement non drainée, l'augmentation du nombre de renforcement mène à une augmentation de la pression interstitielle qui empêche les déformations radiales; et par conséquent la pression interstitielle augmente.

Chapitre 5

- **Résultats des essais lâches et moyennement denses**
 - **Influence de la contrainte normale**
 - **Influence de teneur des fibres**
 - **Influence de la densité relative**

5.1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur un mélange de sable et fibres du verre réalisés sur des échantillons de densités relatives $D_r=15\%$ et 50% . L'objectif de cette étude est voir l'influence de la teneur en fibres sur le comportement mécanique des sols (mélanges sable-fibres) en terme de la résistance au cisaillement et sur les déformations verticales en fonction des efforts sollicitées (contraintes) en faisant varier les contraintes normales $\sigma_n=50, 100$ et 200 kPa.

5.2 Résultats des essais de cisaillement

5.2.1. Essais sur sable propre

La figure 5.1 à 5.5 présente les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur le sable propre de Chlef à l'état lâche ($D_r=15\%$). Les échantillons de sol ont été cisailés sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. Les résultats pour le sable vierge sans renforcement sont illustrés sur la figure 5.1a, on note que la résistance au cisaillement augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte normale (σ_n). La figure 5.1b montre l'évolution de la déformation verticale en fonction de la déformation horizontale, on constate que la contractance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale (σ_n).

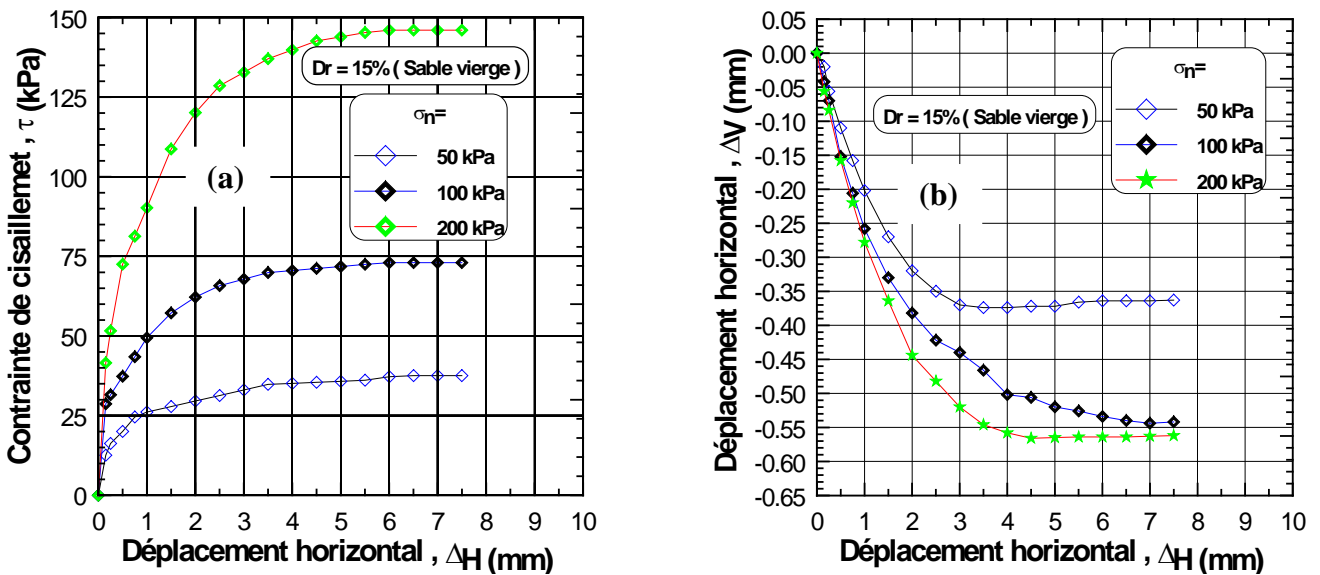


Fig.5.1: Résultats de cisaillement direct du sable vierge.
 a- Contrainte versus Déplacement (σ_n 50,100 et 200 kPa),
 b- Déplacement horizontal versus déplacement vertical.

Les résultats pour le mélange sable avec 0.25% de fibres de verre sont illustrés sur la figure 5.2a et 5.2b, on note que la résistance au cisaillement augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte normale (σ_n) cela est due à la bonne adhérence entre les grains de sable et les fibres de

verre (fig.5.2a). La figure 5.2b montre l'évolution de la déformation verticale en fonction de la déformation horizontale, on remarque que la présence des fibres de verre avec cette proportion diminue la contractance par rapport au sol vierge de manière très significative lorsque la contrainte normale passe de 50 à 200 kPa. La figure 5.2b illustre l'évolution de la déformation verticale avec la déformation horizontale, on note aussi ici que la présence des fibres de verre (0.25%) dans ce mélange induit à une diminution de la phase de contractance par rapport au sol vierge (sans ajout); la contractance maximale diminue du double au simple par ex. le déplacement vertical pour le sable vierge (sans renforcement) passe de -55 à -30 pour le sable renforcé avec 0.25% de fibres verre. Cette diminution notable est due à la bonne cohésion entre les grains de sable et le matériau de renforcement. Même constatations et remarques sont faites pour le mélange du sable avec 0.5% de fibres de verre (fig.5.3). Aussi on note une augmentation de la phase de contractance d'une manière significative avec une augmentation de la résistance au cisaillement. Apparition d'un pic suivi par une légère diminution de la résistance jusqu'à la fin de cisaillement pour l'échantillon avec $\sigma_n=200$ kPa.

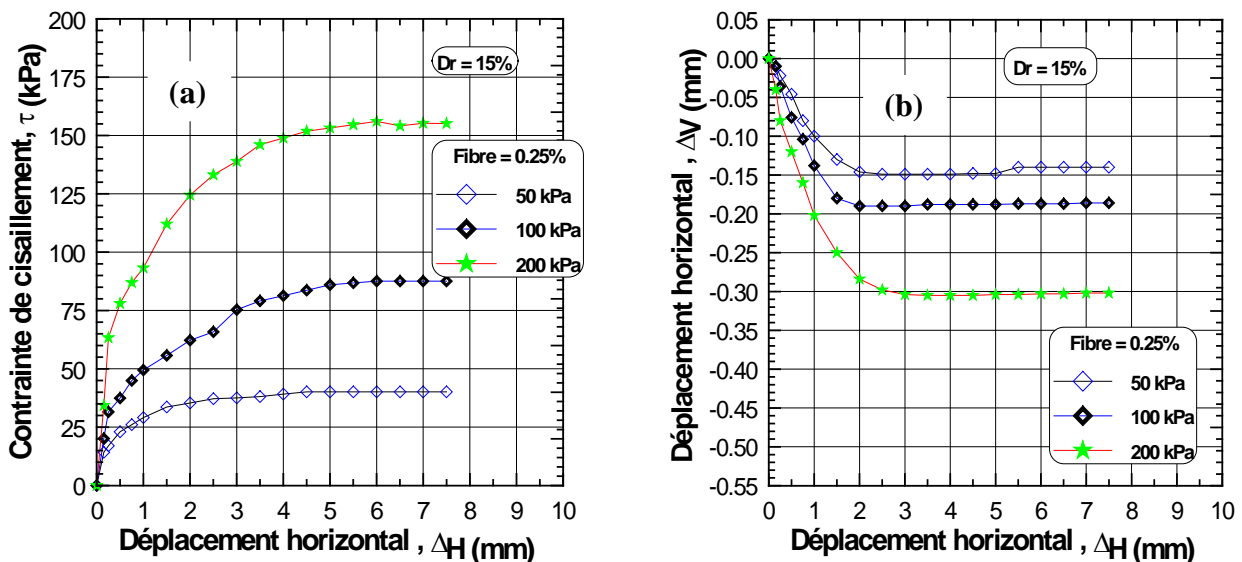


Fig.5.2: Résultats de cisaillement direct du mélange sable-fibres de verre ($F_{FV}=0.25\%$).
 a- Contrainte versus Déplacement (σ_n 50,100 et 200 kPa),
 b- Déplacement horizontal versus déplacement vertical.

Pour les essais avec une teneur en fibres de verre de 0.5, 0.75 et 1% on note une nette amélioration de la résistance pour l'essai cisailé sous une contrainte normale de 200 kPa, tandis que pour les autres essais cisailés sous des contraintes normales de 50 et 100 kPa on observe une stabilisation de la résistance au cisaillement. Pour ce qui est des déformations verticales on remarque aussi une stabilisation des déformations verticales en fonction des déformations horizontales.

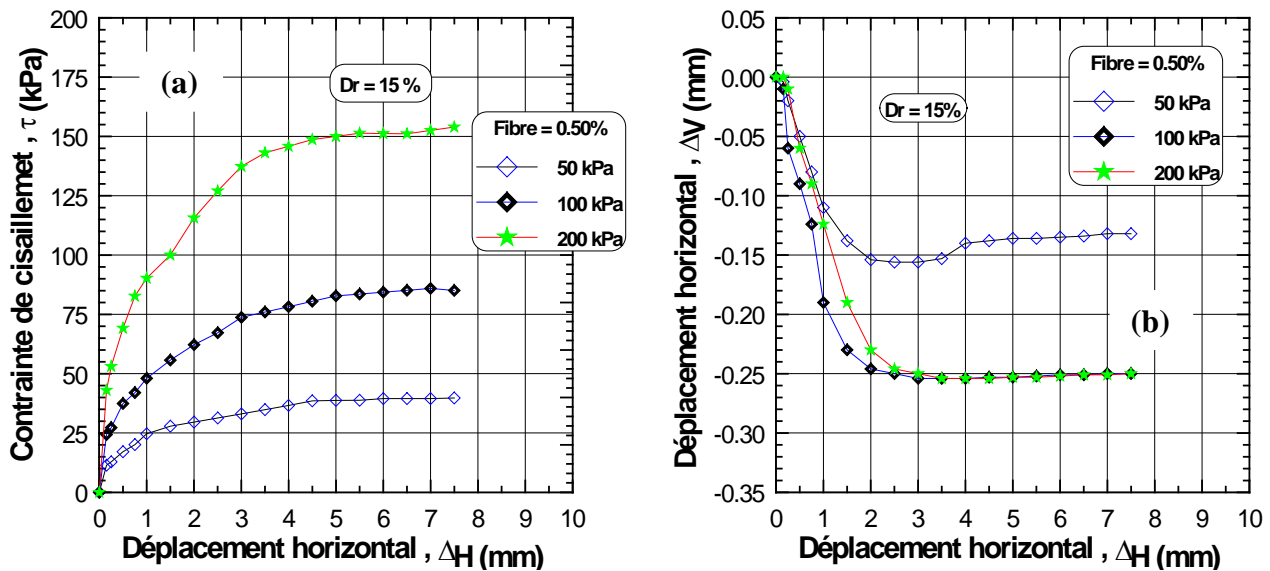


Fig.5.3: Résultats de cisaillement direct du mélange sable-fibres de verre ($F_{FV}=0.50\%$).
 a- Contrainte versus Déplacement (σ_n 50,100 et 200 kPa),
 b- Déplacement horizontal versus déplacement vertical.

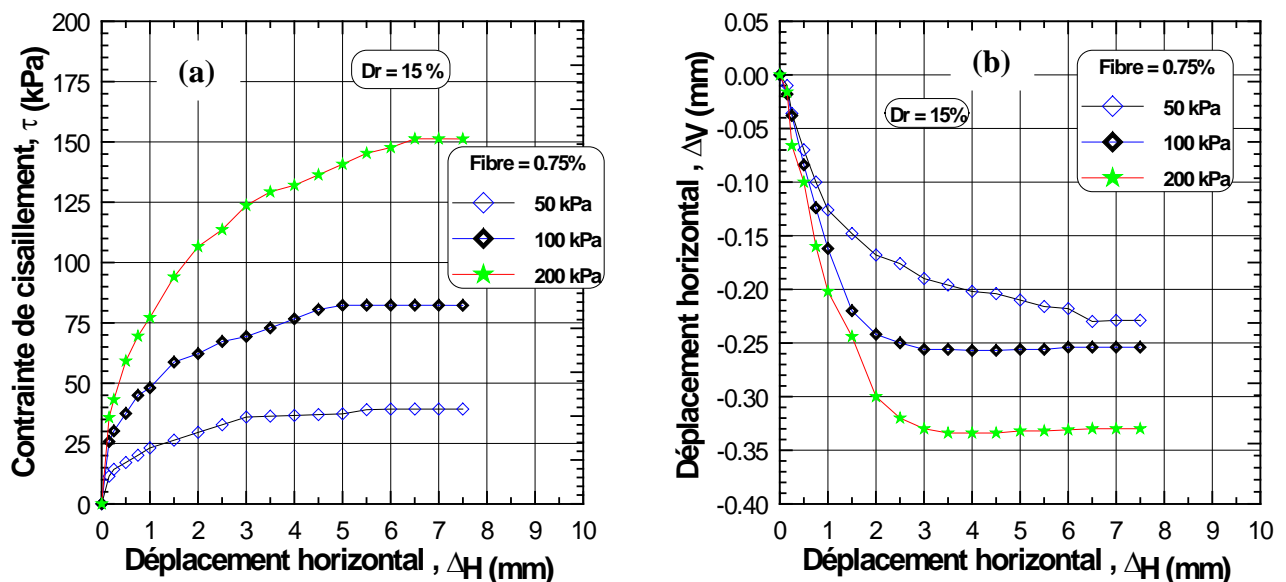


Fig.5.4: Résultats de cisaillement direct du mélange sable-fibres de verre ($F_{FV}=0.75\%$).
 a- Contrainte versus déplacement (σ_n 50,100 et 200 kPa),
 b- Déplacement horizontal versus déplacement vertical.

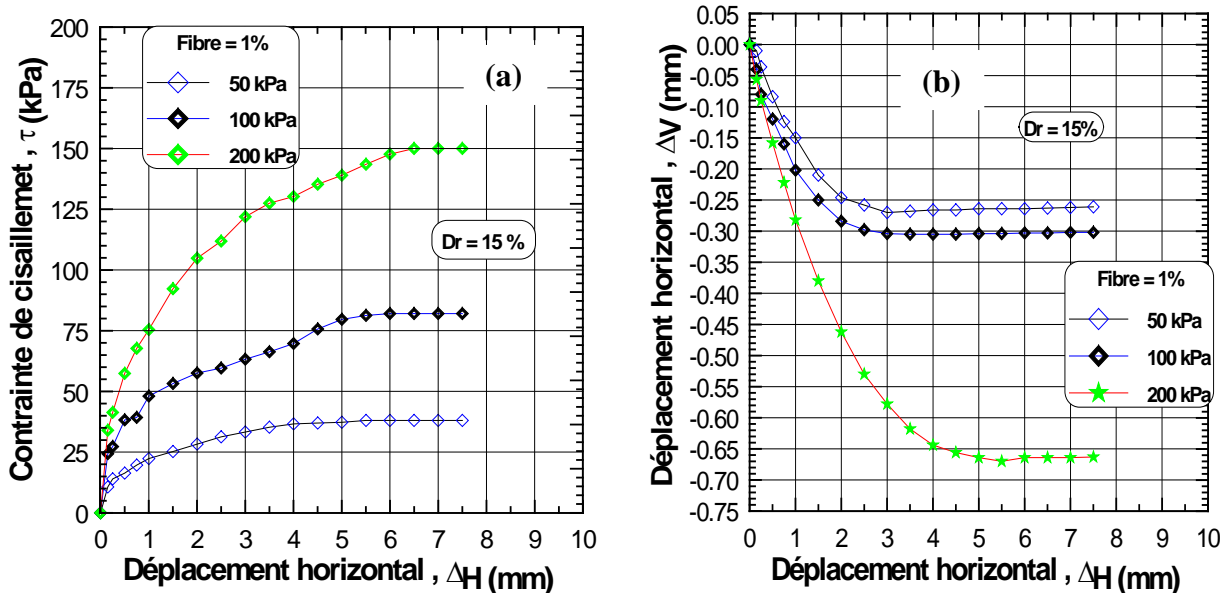


Fig.5.5: Résultats de cisaillement direct du mélange sable-fibres de verre (F_{FV}=1%).
 a- Contrainte versus déplacement (σ_n 50,100 et 200 kPa),
 b- Déplacement horizontal versus déplacement vertical.

5.2.2. Influence de la teneur en fibres (F_{FV})

Les figures 5.6a 5.7a et 5.8a illustrent l'évolution de la résistance au cisaillement des mélanges sable-fibres de verre en fonction des déplacements horizontaux pour les essais lâches (D_r=15%) cisailés sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa . On constate que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à 0.25% pour les échantillons cisailés avec des contraintes normales σ_n = 50, 100 et 200kPa. L'évolution des déformations verticales en fonction des déplacements horizontales sont illustrés dans les figures 5.6b, 5.7b et 5.8b; on remarque que la contractance diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à 0.5% puis augmente avec l'augmentation de la fraction des fibres de verre. Cette diminution de la phase de la contractance peut attribuer au rôle d'enchevêtrement entre les grains et la teneur en fibres et par conséquent l'augmentation des forces inter granulaire des grains.

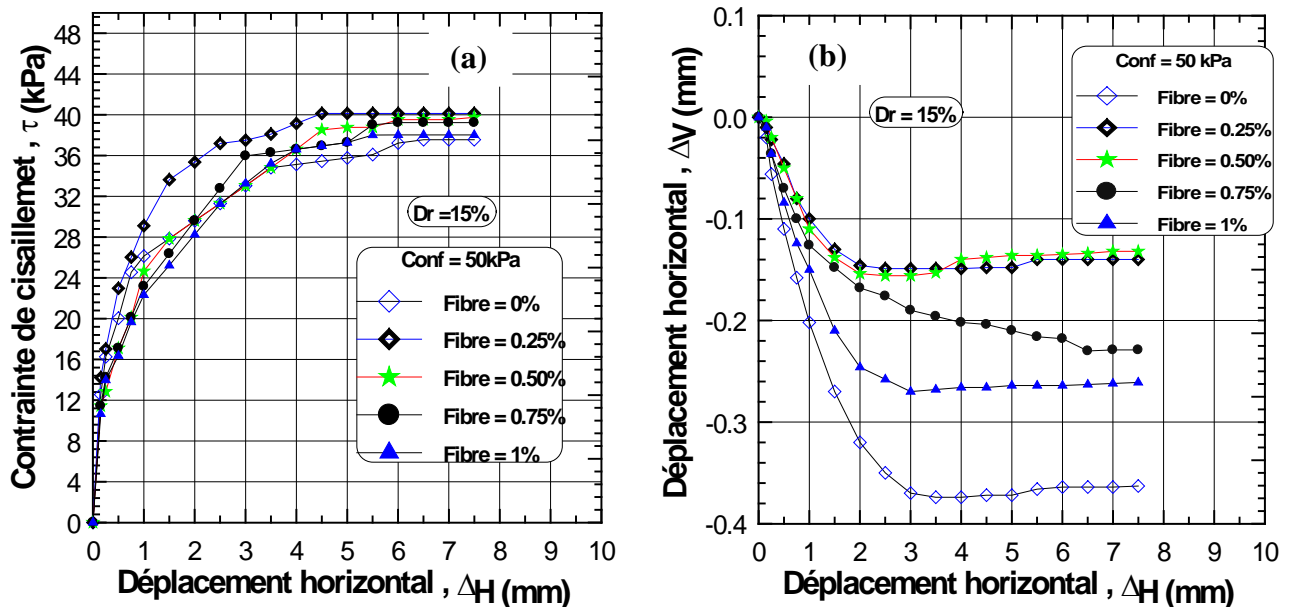


Fig.5.6: Influence de la teneur en fibres le cisaillement direct du mélange.
 a- Contrainte versus Déplacement ($\sigma_n = 50 \text{ kPa}$),
 b- Déplacement horizontal versus déplacement vertical.

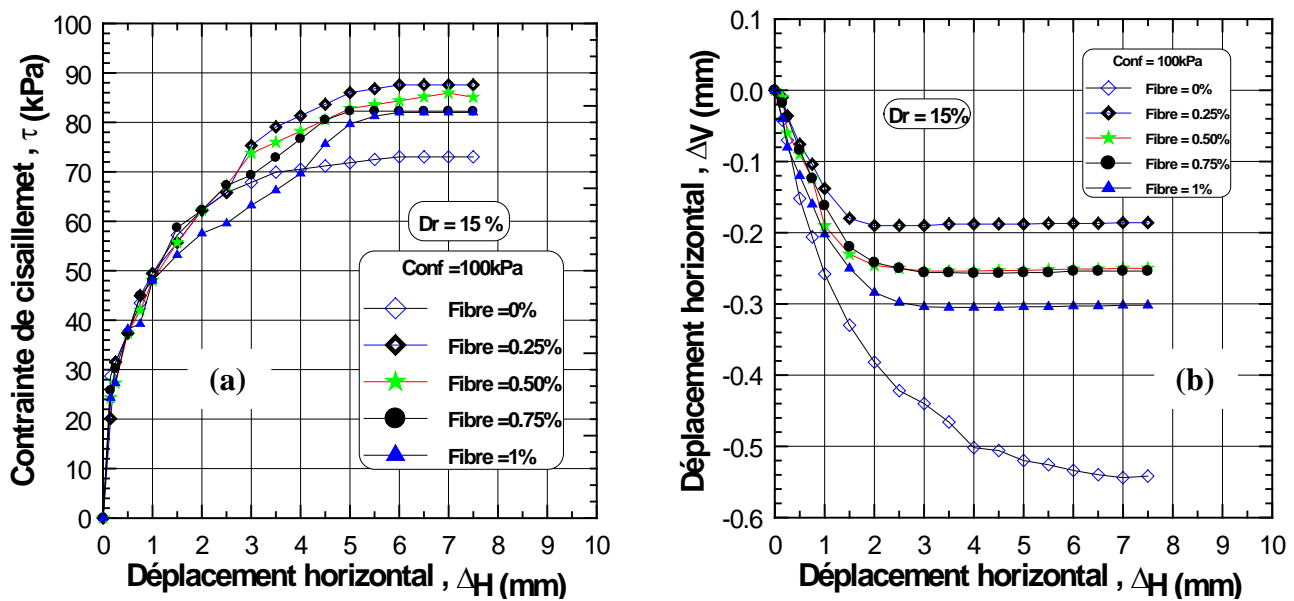


Fig.5.7: Influence de la teneur en fibres le cisaillement direct du mélange.
 a- Contrainte versus Déplacement ($\sigma_n = 100 \text{ kPa}$),
 b- Déplacement horizontal versus déplacement vertical.

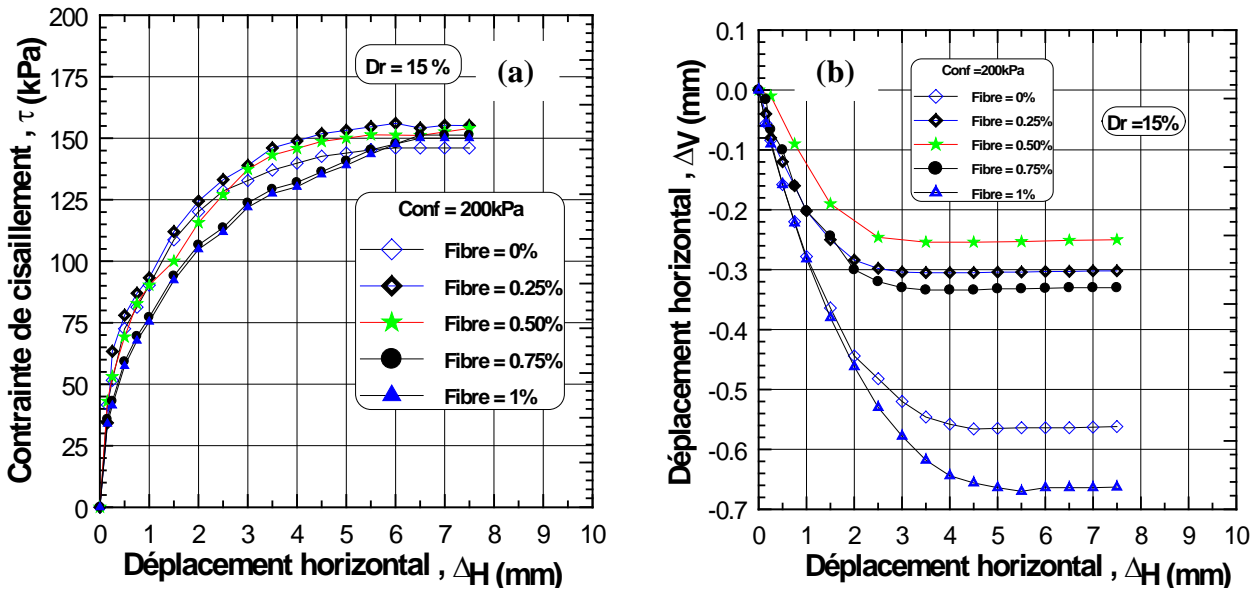


Fig.5.8: Influence de la teneur en fibres le cisaillement direct du mélange.
 a- Contrainte versus Déplacement ($\sigma_n = 200$ kPa),
 b- Déplacement horizontal versus déplacement vertical.

La figure 5.9 illustre l'évolution de la contrainte tangentielle (τ) en fonction de la contrainte normale (σ_n). On note que la contrainte tangentielle du mélange sable-fibres de verre augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte normale ($R^2 = 0.100, 0.992, 0.993, 0.996$ et 0.995 pour $F_{FV} = 0,0.25, 0.50, 0.75$ et 1%)

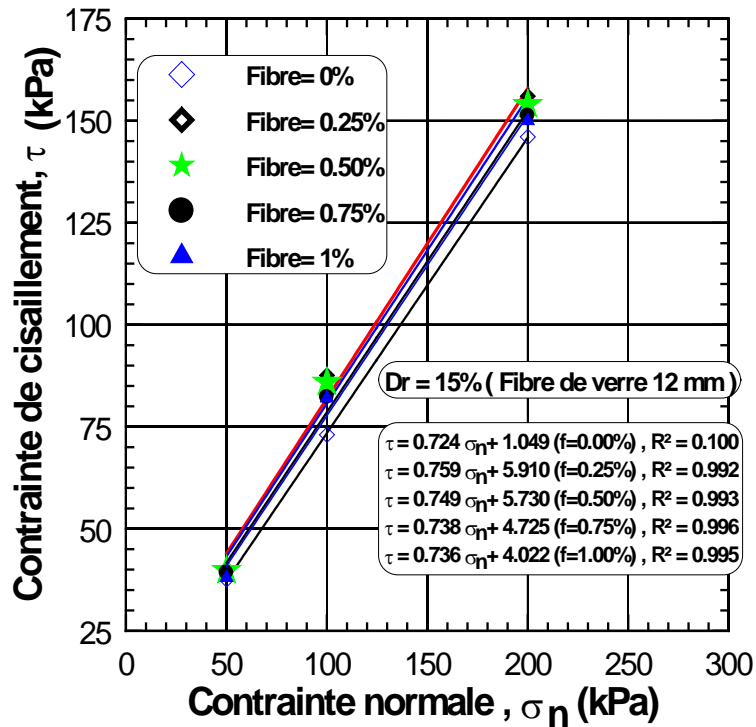


Fig. 5.9 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale

La figure 5.10 illustre l'évolution de la cohésion en fonction du pourcentage de fibres de verre. On constate que la cohésion augmente jusqu'à 5.91 kPa avec l'augmentation des fibres de verre $F_{FV}=0.25\%$ puis diminue, cette augmentation de cohésion peut être attribuée au rôle de enchevêtrement entre les grains et la teneur en fibres et par conséquent l'augmentation des forces inter granulaire des grains et aussi cette augmentation est due au rôle des fibres dans l'augmentation de sa cohésion le rendant plus cohérent.

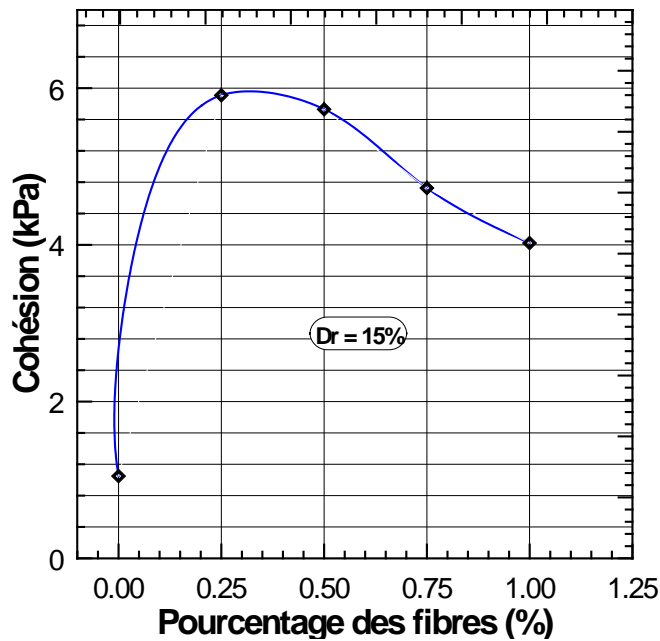


Fig. 5.10: Evolution de la cohésion en fonction de la teneur en fibres (F_{FV})

La figure 5.11 montre l'évolution de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de fibres de verre. On remarque que l'angle de frottement augmente jusqu'à 37.2° avec l'augmentation des fibres de verre $F_{FV}=0.25\%$ puis diminue, cette augmentation de l'angle de frottement peut être attribuée au rôle de enchevêtrement entre les grains et la teneur en fibres et par conséquent l'augmentation des forces inter granulaire des grains et aussi cette augmentation est due au rôle des fibres dans l'augmentation de sa frottement.

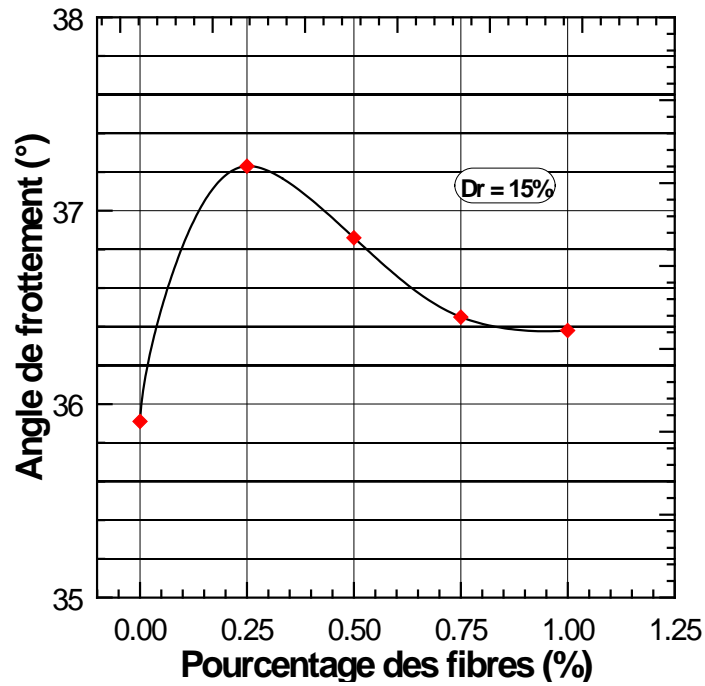


Fig. 5.11: Evolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibres (F_{FV})

5.2.3. Influence de la densité relative sur le mélange sable-fibres de verre

La figure 5.12a montre l'évolution de la contrainte tangentielle (t) en fonction de la contrainte normale (σ_n) pour les échantillons avec une teneur en fibres $F_{FV}=0.25\%$. On constate une nette augmentation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale pour les deux densités relatives étudiées, cette augmentation suit une progression linéaire ($R^2= 0.992$ et 0.997 pour $Dr=15$ et 50%). Les échantillons de densité relative $Dr=50\%$ présente une résistance plus élevée que ceux de densité $Dr=15\%$. La figure 5.12b illustre l'évolution de la contrainte tangentielle (t) en fonction de la contrainte normale (σ_n) pour les échantillons avec une teneur en fibres $F_{FV}=0.50\%$ mêmes observations sont faites à savoir une augmentation de la résistance tangentielle avec de la contrainte normale.

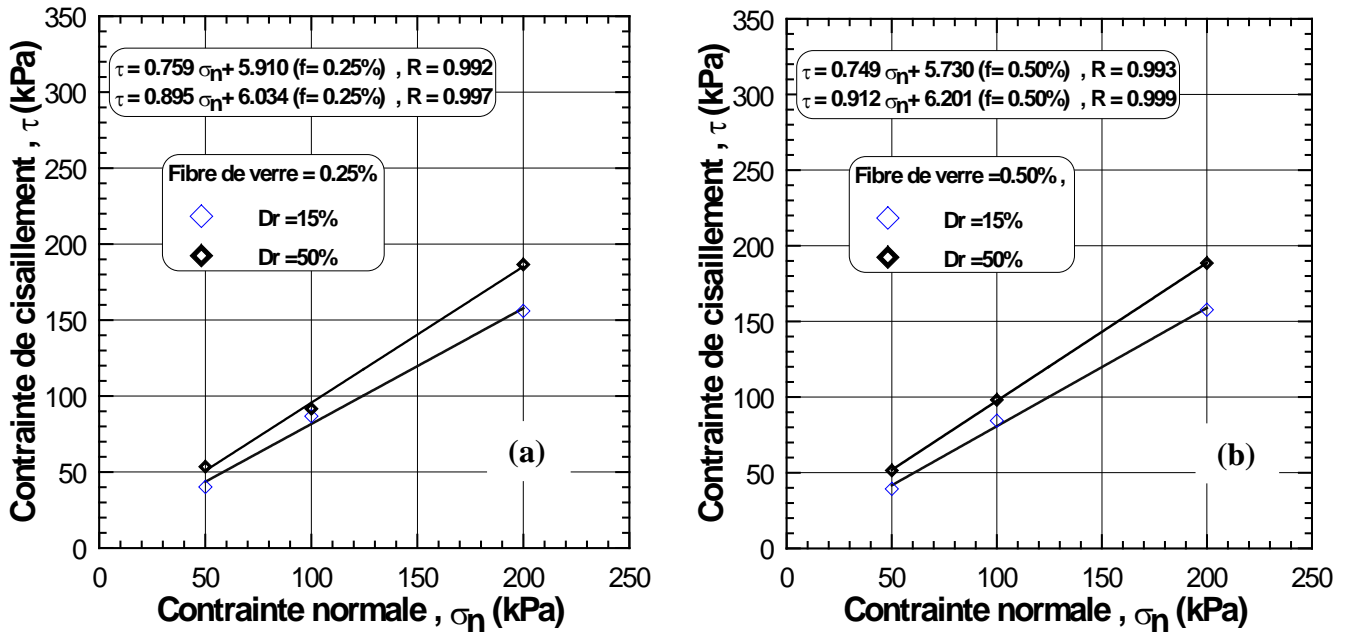


Fig. 5.12: Evolution de la contrainte tangentielle (τ) en fonction de la contrainte normale (σ_n).

5.3. Conclusions

Ce chapitre présente une série d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande sur mélange de sable-fibres de verre pour évaluer les performances des fibres dans l'amélioration de la résistance au cisaillement. Influences de la teneur en fibres de verre, la contrainte normale et densité relative sur le comportement mélange sable-fibres sont étudiés.

Les résultats trouvés montrent que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à 0.25% pour les échantillons cisailés avec des contraintes normales $\sigma_n = 50, 100$ et 200 kPa.

La densité relative influe d'une manière considérable avec l'augmentation de la résistance au cisaillement.

Conclusions générales et recommandations

Conclusions générales et recommandation

Ce travail de thèse présente une série d'essais triaxiaux drainés et non drainés sur sol renforcé par géotextiles d'une part et d'autre part une autre série d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande sur un mélange de sable et fibres de verre. Le but de ce travail est d'évaluer l'influence de la fraction des fibres et les couches de géotextile sur l'amélioration de la résistance au cisaillement. De plus, l'influence de la contrainte de confinement initial, la méthode de préparation et la densité relative sur le comportement statique du sol renforcé sont étudiées. Les principales conclusions de la présente étude sont résumées comme suit:

- Les résultats des essais de compression drainée et non drainée sur sol renforcé montrent que la résistance au cisaillement augmente avec le nombre croissant de géotextiles, pour des valeurs plus élevées de la contrainte de confinement et le nombre de géotextiles induisent une augmentation de la résistance au cisaillement quasi-linéaire.
- Les tests effectués sur des échantillons renforcés et préparés avec placement humide présente une résistance plus faible que ceux préparés avec la méthode de pluviation à sec. Ces différences de comportement peuvent être expliquées par le fait que les molécules d'eau contenues dans les structures préparées par le procédé de dépôt par voie humide constituent des macros pores facilement compressibles, au moment du cisaillement de l'échantillon, et en même temps empêchent le contact et l'adhérence de grain à l'autre et grain-géotextile.
- l'augmentation du nombre de géotextiles et de la pression de confinement induit une augmentation de la contractance du sol sableux, et par conséquent les géotextiles réduisent restreint considérablement la dilatation des échantillons.
- Les échantillons préparés avec la méthode de damage humide (MT) présentent un comportement plus contractant par rapport à ceux préparés par pluviation d'air (AP).
- Les résultats des essais montrent que l'angle de frottement mobilisé augmente avec l'augmentation du nombre de couches de géotextiles et diminue avec l'augmentation de la pression initiale de confinement. Les échantillons préparés par damage humide (MT), présentent des angles de frottement nettement inférieurs à ceux préparés par la méthode de pluviation d'air (AP).
- La contrainte de cisaillement Normalisée (R_{qs}) augmente de façon linéaire avec le nombre de géotextiles croissante et avec l'augmentation de la pression de confinement initiale. La droite de la pente de cisaillement normalisée pour 50 kPa est très marquée par rapport à ceux de 100 et 200 kPa.
- Le module sécant déterminé à 1 et 5% pour les échantillons préparés par la méthode de pluviation d'air (AP) diminue avec l'augmentation du nombre de géotextiles; en revanche, le

module sécant des échantillons préparés par le procédé humide (MT) à 1 et 5% de déformation augmente avec le nombre croissant des géotextiles et de la pression de confinement. Le module sécant au-delà de 10% augmente avec l'augmentation des inclusions pour les deux méthodes de préparation des échantillons. Le module sécant d'échantillons préparés par air pluviation (AP) a des valeurs nettement plus élevées que celles préparées par damage humide (MT).

- Les résultats des essais réalisés sur sol moyennement dense et dense montrent que la résistance est très affectée par la densité relative et la contrainte de confinement initiale. Les essais denses présentent des valeurs de résistance nettement supérieures que ceux présentés par les essais lâches.
- Le confinement et l'augmentation du nombre de géotextile diminue la dilatance des sols denses et par conséquent la contractance augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et du nombre d'inclusions de géotextiles.
- Les essais de compression non drainée montrent que la résistance augmente avec l'augmentation du nombre d'inclusions de géotextiles, par contre la pression interstitielle augmente aussi avec l'augmentation du nombre de couches de géotextiles ; cette augmentation de la pression interstitielle est due principalement à l'empêchement des déformations radiales par les couches de géotextiles qui augmente la contractance du sol renforcé.
- L'augmentation du pourcentage des fibres géosynthétiques mène à une augmentation de la résistance au cisaillement et par conséquent la dilatance des sols augmente.

Recommandations

Les résultats obtenus constituent une très bonne base de données pour le développement et la validation des modèles numériques, Il serait intéressant de déterminer des paramètres pour des sols renforcés et ensuite utiliser des codes d'éléments finis pour étudier le comportement des ouvrages dans des sites ayant subi un renforcement contre des différents problèmes existants dans le sol.

Ces mêmes résultats peuvent être utilisés dans le domaine non saturé et anisotrope.

Références Bibliographiques

Akiyoshi T. et al. (1993) : « Liquefaction analysis of sandy ground improved by sand compaction piles », *Int. J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12, 5, pp299-307.

Al Mahmoud M. (1997) : « Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes », PhD dissertation USTL Lille1, France.

Amini F. & Qi G.Z. (2000): « liquefaction testing of stratified silty sands », *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE*, vol. 126 (3), pp. 208-217.

Arab A. (1998) : «Comportement des sable de (Chlef,Oued –Rass et d’Hoston rf) sous chargement monotone et cyclique» , Université de Hassiba Ben Bouali (Chlef).

Arab A. (2008): « Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique », Thèse de doctorat en génie civil à l’USTO, Oran.

Arab, A., I. Shahrour, and L. Lancelot. (2011) : «A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand», *Journal of Iberian Geology* 37(1): 29–36.

Ashmawy, A. K., Bourdeau, P. L., 1998 : « Effect of Geotextile Reinforcement on the Stress-Strain and Volumetric Response of Sand », *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta. 2: 1079–1082*

Athanasopoulos, G. A., 1993 : « Effect of Particle Size on the Mechanical Behaviour of Sand-Geotextile Composites », *Geotextiles and Geomembranes*, 12(3): 255–273.[doi:10.1016/0266-1144\(93\)90029-n](https://doi.org/10.1016/0266-1144(93)90029-n)

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.

Benahmed N. (2001) : « Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique:application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique », Thèse de doctorat, Ecole National des Ponts et Chaussées

Benessalah I. et al (2015) : «Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters», *Arab J Sci Eng*, Vol. 41 , pp. 1343–1353.

Bishop, A. W. et Wesley, L. D. (1975): «A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing»,*Géotechnique*, Vol. 25, N°4, pp. 657-670.

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

Bouferra Rachid (2000): « Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols », Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille USTLille, p. 110.

Bouferra R., & Shahrour I., (2004): « Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand», *Ground Improvement* 8, No 1, 1-5.

Brahim A. (2010): «Influence de la présence des colonnes ballastées sur le comportement d'un sable limoneux de la région de Chlef», Thèse de magister en génie civil à l'UHBChef

Briançon L, Simon B. (2004) : « Renforcement des sols par inclusions rigides-Etat de l'art en France et a l'Etranger ».

Broms, B. B., 1977: « Triaxial Tests with Fabric-Reinforced Soil.Proceedings of International Conference on the Use of Fabric in Geotechnics», *Ecole National des Ponts et Chaussees*, Paris. 3: 129–134

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

Canou, J., El hachem, M., & Kattan, A., (1989) : Propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche», 25° Colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble.

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.

Castro et al. (1969) : « Liquefaction of sands», Phd.thesis, Harvard University, Cambridge, MA.

Chan C.K. (1985): « Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user's manual», *Soil Engineering Equipment Company*, San Francisco.

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

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.

Costas A. et al (2013) : « Shear Strength of Sands Reinforced with Polypropylene Fibers», *Geotech Geol Eng*, Vol.13 ,pp. 401–423.

Dano C (2001) : « Comportement mécanique des sols injectés», Thèse de doctorat, Ecole Centrale Nantes.

Della et al (2010): « 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», *Arab J Geosci*, Vol. 4,pp.983–991.

Duncan, J. M., Dunlop, P., 1968: « The Significance of Cap and Base Restraint», *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 94(1): 271–290

El Bied, A., Sulem, J., & Martineau, F., (2002) : «Microstructure of shear zones in Fontainebleau sandstone », *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 39, 917-932.

Fortin, J., (2005): « Compaction homogène et compaction localisée des roches poreuses Etude Expérimentale et théorique», Thèse de doctorat, Université de Paris 6.

Fortin, J., Schubne, A., & Guéguen, Y., (2005): « Elastic wave velocities and permeability evolution during compaction of Bleurswiller sandstone».

Gay et al. (2003) : « Laboratory characterization of hostun RF sand at very low confining stresses », In *Deformation Characteristics of geomaterials*, A.A.Belkema, Di Benedetto et al. (eds), Lyon , pp.423-430

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

Gray, D. H., Al-Refeai, T., 1986 : « Behavior of Fabric-Versus Fiber-Reinforced Sand», *Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (8): 804–820. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1986)112:8(804)

Habib P. & Luong M.P. (1978) : « Sols pulvérulents sous chargement cyclique», *Séminaire Matériaux et Structures Sous Chargement Cyclique*, école Polytechnique, Sept. 28-29, pp 49-79.

Haeri et al (2000) : « Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand», *Geotextiles and Geomembranes* ,Vol.18 ,pp. 385-402.

Hammad, W., (1991) : «Modélisation non linéaire et étude expérimentale de la localisation dans les sables », Thèse de l'Université J. Fourier de Grenoble

Hamidi A., Hooresfand M. (2013): Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand cement treated sand. *Geotextiles and Geomembranes* 2013; 36:1

Hill. R., (1959) : « A general theory of uniqueness and stability in elastic plastic solids». *J. of Mech. and Phys. Of Solids*, Vol. 6, pp. 236-249.

Holtz et Kovacks, (1991) : «Introduction à la géotechnique», Presses inter olytechnique,1991

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

Houston, S. L., Perez-Garcia, N., Houston, W. N., 2008: « Shear Strength and Shear-Induced Volume Change Behavior of Unsaturated Soils from a Triaxial Test Program», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(11): 1619–1632. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:11(1619)

Hyodo M., Murata H., Yasufuku N. & Fujii T. (1991): « Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests», *Soils and Foundations*, vol. 31, N° 3, pp. 60-76.

Ibraim E. et al (2010) : « Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading», *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.28, pp.374–385

Ishihara et al. (1998): Liquefaction resistance of nearly sand as correlated with longitudinal wave velocity, *poromechanics : a Tribute to Maurice A.Biot* 583-586 : Belkema

Ishihara K., SodekawaM., & Tanaka Y. (1978): « Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines», *Dynamic Geotechnical testing*, ASTM STP 654, pp.246-264.

Ishihara K. & Takatsu H (1979): « effects of oversurconsolidation and K_0 conditions the liquefaction characteristics of sands», *Soils and Foundations*, Tokyo, Japon, PP.59-68.

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

Koester J.P.(1994): « The influence of fine type and content on cyclic strength » *Ground failures under seismic conditions*, *Geotechnical Special Publication N° 44*, ASCE, pp. 17-33.

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

Kramer, Seed.(1988): « Initiation of soil liquefaction under static loading conditions », *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.114 (4), pp.412-430.

Kramer, S.L. (1996): *Geotechnical Earthquake Engineering*, Upper Saddle River, New Jersey.

Krishnaswamy, N. R., Isaac, N. T., 1994: « Liquefaction Potential of Reinforced Sand», *Geotextiles and Geomembranes*,13(1): 23–41. doi:10.1016/0266-1144(94)90055-8

Lade P.V, et 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 non plastic fines on static liquefaction sands», *Canad. Geotech. Journal*, Ottawa 34, 918-926.

Lade, P.V., (1993) : « Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm ». *Canadian Geotechnical*, J. 30, pp. 895-904.

Lade, P.V., (2002) :« Instability, shear banding, and failure in granular materials ». *International Journal of Solides and Structures*, 39-3337-3357.

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.

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.

Lancelot L., Shahrour I. & Al Mahmoud M. (1996): « Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes », Revue Française de Géotechnique, N°74, Janvier, pp.63-74.

Law K.T. & Ling Y.H. (1992): « Liquefaction of granular soils with noncohesive fines», Proc., 10th World Conf.on Earthquake Engrg., 1491-1496.

Lee K.L. (1965): «Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions», PhD, University of California, Berkeley, California, 521p.

Lee K.L.& Seed H.B. (1967): « Dynamic strength of anisotropically consolidated sand», Soils Mechanics and foundations, divisions, ASCE, vol. 93, N° SM5, pp. 117-147.

Lee K.L. (1978): « End restraint effect on undrained static triaxial strength of sand», J. Geotech. Eng. Div., Proc. Of ASCE, Vol.104, N° GT6, pp.687-704.

Liausu Ph., Iorio J-P., Hartley W.F. (1995): «Densification des sols affaissables par compactage dynamique». Première Journée Louis Ménéard : La densification des sols, Paris, Comité Français de Mécanique des Sols, 49-58.

Ling, H. I., Tatsuoka, F., 1993 : «Laboratory Evaluation of a Nonwoven Geotextile for Reinforcing on Site Soil ». Proceeding of Geosynthetics, 93(2): 533–546

Luong M.P. (1978) : «Etat caractéristique du sol», C.R., Académie des Sciences, Paris 287 B, pp. 305-307.

Luong M.P. (1980) : « Phénomène cycliques dans les sols pulvérulents», revue Française de géotechnique, N°10, pp. 39-53.

Madhavi Latha G., & Vidya S. (2007): « Murthy Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand», Geotextile and Geomembranes, Vol.25, pp.23-32.

Mahmoudi Y. et al (2016):« Laboratory study on undrained shear behaviour of overconsolidated sand–silt mixtures: effect of the fines content and stress state», International Journal of Geotechnical Engineering.

McGowan, A., Andrawes, K. Z., Al-Hasani, M. M., 1978 : «Effect of Inclusion Properties on the Behaviour of Sand.Géotechnique», 28(3): 327–346.doi:10.1680/geot.1978.28.3.327

Meghachou M. (1993) : « Stabilité des sables lâches:essais et modélisations », Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier (Grenoble).

Menzies M. (1988): « A computer controlled hydraulic triaxial testing system», Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney and Marshall L. Silver, Eds., ASTM, Philadelphia, pp82-94.

Mohkam M. (1983) : « Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques », Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 231 p.

Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. & Arulanadan K. (1977): «Effects of sample preparation on sand liquefaction », J. Geotech. Div., vol. 103; n° GT2, pp. 91-108.

Noorzad R. & Mirmoradi S.H. (2010) : « Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay », Geotextiles and Geomembranes ,Vol. 28,pp. 386–392.

Nouri S. et al (2016) : «Triaxial test of drained sand reinforced with plastic layers» , Arab J Geosci, 9: 53

Oda M., & Kazama, H., (1998) : «Microstructure of shear bands and its relation to the mechanisms of dilatancy and failure of dense granular soils», Geotechnique. 48, No. 4, 465-481.

Robinet J.C., Mohkam M., Doanh D.& Torrenti J.M. (1983) : « Amélioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons », 18^{ème} Colloque annuel du groupe Français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.

Schubnel, A., J., Fortin, L., Burlini, & Y., Guéguen (2005) : « Damage and elastic recovery of calcite-rich rocks deformed in the cataclastic regime », Geol. Soc. of London, 245, pp. 203-221.

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

Seed H.B., 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.

Shivanand Mali and Baleshwar Singh (2013) : « A study on shear strength of sand reinforced with glass fibres », International Journal of Scientific & Engineering Research Volume 4, Issue 5.

Sidaner J.F. (1981) : « Comportement cyclique transitoire des milieux pulvérulents », Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris.

Sulem, J., & Ouffroukh, H., (2006) : « Shear banding in drained and undrained triaxial tests on saturated sandstone: Porosity and permeability evolution », International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 43, pp. 292–310.

Tang, C. S., Shi, B., Gao, W., et al., 2007 : « Strength and Mechanical Behavior of Short Polypropylene Fiber Reinforced and Cement Stabilized Clayey Soil », Geotextiles and Geomembranes, 25(3): 194–202.doi:10.1016/j.geotextmem.2006.11.002

Taoufik., M Benchelha. (2004) : «Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées », Cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de nador, pp.1-12.

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

Touati A.(1982) : « comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes», Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 201P.

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

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

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

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

Verdugo R. (1992): « Characterization of sandy soil behavior under large deformation» , Phd thesis, University of Tokyo.

Wang, G. H., Sassa, K., Fukuoka, H., et al. 2007: « Experimental Study on the Shearing Behavior of Saturated Silty Soils Based on Ring-Shear Tests», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(3):319–333.doi:10.1061/(asce)1090 241(2007)133:3(319)

Watari, T. Fujiwara, (1977): Penta-Ocean Construction Co, Ltd, Tokyo, Japan.

Yoshimine, Ishihara. (1998): « Flow potential of sand during liquefaction », *Soil and foundation*, 38(3), pp.189-198.

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.

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