

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté Génie Civil et d'Architecture

Département Génie Civil



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT en SCIENCES

Génie civil

Présentée par

**Khayra MERABET**

Thème :

---

**Comportement du sol de la région de Chlef sous chargement Monotone  
et Cyclique :**

**Influence de la non-saturation et de la succion**

---

Soutenue le 10/12/2020, devant le jury composé de :

Djafar Henni Ahmed	Professeur	Président	U. HB Chlef
Krim Abdellah	MCA	Examineur	U. Tiaret
Hanifi Missoun	Professeur	Examineur	U. Mostaganem
Fadi Hage Chehade	Professeur	Examineur	U. Libanaise Liban
Della Noureddine	Professeur	Examineur	U. HB Chlef
Arab Ahmed	Professeur	Rapporteur	U. HB CHlef

## **Avant-propos**

Ce travail a été effectué au Laboratoire de dynamique des sols et structures 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:

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

Je remercie en particulier PR. DJAAFER HENNI AHMED pour avoir bien voulu accepté d'être président de jury de ce travail de recherche. Je tiens aussi à remercier les membres du jury : PR. HANIFI MISSOUN, PR. FADI HAGE CHEHADE, PR. DELLA NOUREDDINE et DR. KRIM ABDELLAH qui ont pris de leur temps pour porter un regard critique sur mon travail.

Au docteur ISMAIL BENSALLAH qui n'a cessé de me prodiguer ses conseils et de m'apporter ses encouragements dans les moments difficiles de ce travail.

Au docteur : Y. MAHMOUDI, A. CHERIF TAIBA, L. OULED LARBI, M. CHEMMAM, K. BOUTOBA, A. IBRAHIM qui ont contribué à l'enrichissement de ce travail par leur aide et conseils qu'ils n'ont cessé de prodiguer. Qu'ils reçoivent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

A tous mes collègues du département de génie civil et plus spécialement du laboratoire de dynamique des sols et structures: M. BELKHATIR, N. DELLA, A. H. DJAAFAR, M. MEKKAKIA, pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

## **DEDICACES**

Je dédie ce travail à :

A mes parents auxquels je ne pourrais jamais payer la dette.

À ma chère beau-frère Wafaa, mes frères, mes sœurs, chacun par son prénom et à toute la famille plus particulièrement mon frère Elhadj qui a été toujours à mes côtés dans les moments difficiles.

A mes fidèles camarades qui représentent pour moi une vraie famille et je commence par : Nabed F.Z, Fatahiya Chami, Latifa, Nassima, Guidoun Berkane, Iman Daafar Henni, Zenagi Chrifa et Traiche Mohammed.

Aux chers fils et filles de mes sœurs et frères : Assinat, Abedelkader, Mayar, Serine, Elline.

A tous mes amis

## RESUME

Le travail réalisé dans cette thèse concerne l'étude en laboratoire du comportement du sol de Chlef partiellement saturé sous chargement monotone et cyclique. Notre étude comporte en première lieu une revue bibliographique des travaux réalisés sur la rhéologie des sables et comportement des sols, ensuite on présente l'effet des principaux paramètres influents sur la résistance au cisaillement monotone et cyclique entre autre la taille des grains, l'état de densité relative initiale, la présence des fines, la saturation, l'histoire de chargement, le pré-chargement et la sur-consolidation etc. Dans la seconde partie on présente le dispositif et l'appareillage utilisé suivi du mode opératoire. Les essais de répétabilité effectués ont permis de vérifier le bon fonctionnement et la fiabilité de l'appareillage et aussi la bonne maîtrise du mode opératoire. La troisième partie présente les résultats des essais monotones et discute l'influence de contrainte effective moyenne sur le sable partiellement saturé. Les essais montrent que la contrainte moyenne effective affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement du sable. L'augmentation du degré de saturation mène à une diminution de la résistance au cisaillement pour les trois confinements étudiés. Une très bonne corrélation est trouvée entre la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) et le coefficient de Skempton (B). Les résultats montrent que l'effort résiduel ( $S_{us}$ ) diminue avec l'augmentation du degré de saturation qui caractérisé par le coefficient de Skempton (B) d'une manière logarithmique. L'étude de l'influence de la densité relative et de la présence des fines sur le comportement monotone du sol de Chlef partiellement saturé est étudié dans la quatrième. Les résultats montrent que la pression interstitielle est aussi affectée par la contrainte moyenne de confinement et augmente selon une progression logarithmique avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne. La présence des fines amplifie la phase de contractance et par conséquent la résistance diminue avec l'augmentation du degré de saturation. Les résultats des essais cycliques réalisés sur des échantillons de sable réalisés sur des échantillons de sable de densité relative moyenne  $D_r = 50\%$ , cisailés sous une contrainte effective moyenne de 100 kPa et avec un degré de saturation B variant de 27, 53 et 95%. Les résultats ont montré que la résistance à la liquéfaction est très affectée par le degré de saturation B. L'augmentation du degré de saturation amplifie la phase de contractance ce qui se traduit par une réduction importante du potentiel de liquéfaction.

**Mots clés :** Sable, monotone, contrainte, densité, saturation, fines

## ABSTRACT

The work carried out in this thesis concerns the laboratory study of the behavior of partially saturated Chlef soil under monotonic and cyclic loading. Our study firstly includes a bibliographical review of the work carried out on the rheology of sands and soil behavior, then we present the effect of the main influencing parameters on the resistance to monotonic and cyclic shearing, among other things the size of the seeds, the state initial relative density, presence of fines, saturation, loading history, pre-loading and overconsolidation etc. In the second part we present the device and the equipment used followed by the operating mode. The repeatability tests carried out made it possible to verify the correct functioning and reliability of the equipment and also the good mastery of the operating mode. The third part presents the results of the monotonic tests and discusses the influence of mean effective stress on partially saturated sand. Tests show that the effective mean stress significantly affects the shear strength of sand. The increase in the degree of saturation leads to a decrease in the shear strength for the three confinements studied. A very good correlation is found between the pore pressure ( $\Delta u$ ) and the Skempton coefficient ( $B$ ). The results show that the residual effort ( $S_{us}$ ) decreases with the increase in the degree of saturation which characterized by the Skempton coefficient ( $B$ ) in a logarithmic manner. The study of the influence of the relative density and of the presence of fines on the monotonic behavior of partially saturated Chlef soil is studied in the fourth. The results show that the pore pressure is also affected by the mean confining stress and increases logarithmically with the increase in the mean effective stress. The presence of fines amplifies the contracting phase and therefore resistance decreases with increasing degree of saturation. The results of the cyclic tests carried out on sand samples carried out on sand samples with an average relative density  $D_r = 50\%$ , sheared under an average effective stress of 100 kPa and with a degree of saturation  $B$  varying from 27, 53 and 95% . The results showed that the resistance to liquefaction is greatly affected by the degree of saturation  $B$ . The increase in the degree of saturation amplifies the contracting phase, which results in a significant reduction in the liquefaction potential.

Key words: Sand, monotonic, stress, density, saturated, fines

## الخلاصة

يتعلق العمل المنفذ في هذه الأطروحة بالدراسة العملية لسلوك تربة الشلف المشبعة جزئياً في ظل التحميل الأحادي والدوري. تتضمن دراستنا أولاً مراجعة بيبليوغرافية للعمل الذي تم إجراؤه على ريولوجيا الرمال وسلوك التربة ، ثم نقدم تأثير العوامل الرئيسية المؤثرة على مقاومة القص الرتيب والدوري ، من بين أمور أخرى حجم البذور والحالة الكثافة النسبية الأولية ، وجود الغرامات ، التشبع ، تاريخ التحميل ، التحميل المسبق والتوحيد الزائد ، إلخ. في الجزء الثاني نقدم الجهاز والمعدات المستخدمة متبوعة بوضع التشغيل. جعلت اختبارات التكرار التي تم إجراؤها من الممكن التحقق من الأداء الصحيح للجهاز وموثوقيته وكذلك إتقان وضع التشغيل بشكل جيد. يعرض الجزء الثالث نتائج الاختبارات الرتيبة ويناقش تأثير متوسط الضغط الفعال على الرمال المشبعة جزئياً. تظهر الاختبارات أن متوسط الضغط الفعال يؤثر بشكل كبير على قوة القص للرمال. تؤدي الزيادة في درجة التشبع ومعامل  $(\sigma_u)$  إلى انخفاض مقاومة القص للحجرات الثلاثة المدروسة. تم العثور على علاقة جيدة جداً بين ضغط المسام  $(B)$  Skempton يتناقص مع زيادة درجة التشبع التي تتميز بمعامل  $(Sus)$  أظهرت النتائج أن الجهد المتبقي  $(B)$  Skempton بطريقة لوغاريتمية. تمت دراسة دراسة تأثير الكثافة النسبية ووجود الغرامات على السلوك الرتيب لتربة الشلف المشبعة جزئياً في الفصل الرابع. أظهرت النتائج أن ضغط المسام يتأثر أيضاً بمتوسط إجهاد الحصر ويزيد في تقدم لوغاريتمي مع زيادة متوسط الضغط الفعال. يؤدي وجود الغرامات إلى تضخيم مرحلة الانقباض وبالتالي تقل المقاومة مع زيادة درجة التشبع. نتائج الاختبارات % ، مقطوعة تحت ضغط  $Dr = 50$  الدورية التي تم إجراؤها على عينات الرمل التي أجريت على عينات الرمل بمتوسط كثافة نسبية متفاوتة من 27 و 53 و 95%. أظهرت النتائج أن مقاومة التميع تتأثر بدرجة  $B$  فعال متوسط يبلغ 100 كيلو باسكال وبدرجة تشبع كبيرة بدرجة التشبع  $B$ . تؤدي الزيادة في درجة التشبع إلى تضخيم مرحلة الانكماش ، مما يؤدي إلى انخفاض كبير في جهد التميع

الكلمات المفتاحية: رمل ، رتيب ، إجهاد ، كثافة ، تشبع ، غرامات

# Sommaire

Avant-propos.....	2
Dédicace.....	3
Résumé.....	4
Nomenclature de base. ....	10
Liste des figures et des tableaux .....	12
Introduction générale.....	16

## **CHAPITRE I : Eléments de bibliographie - La Rhéologie des Sables, - Paramètres influents sur la résistance au cisaillement.**

1.1 Introduction.....	21
1-2 Essai à l'Appareil Triaxial Classique.....	21
1.3 Concepts rhéologiques.....	23
1.3.1 Etat Critique.....	23
1.3.2 Etat stable de déformation.....	24
1.3.3 Etat caractéristique.....	26
1.3.3.1 Notions de contractance et dilatance.....	26
1.3.3.2 Etat caractéristique.....	26
1.4 Liquéfaction statique.....	28
1.5 Comportement des sables sous chargement cyclique.....	29
1.5.1 Comportement cyclique drainée.....	31
1.5.2 Comportement cyclique non drainée.....	32
1.6 Paramètres influents sur la résistance au cisaillement.....	33
1.6.1 Densité relative.....	34
1.6.2 Confinement.....	40
1.6.3 Granulométrie.....	40
1.6.4 Présence d'éléments fins.....	41
1.6.5 Mode de préparation des échantillons.....	43
1.6.6 Surconsolidation.....	47
1.6.7 Coefficient des terres au repos $K_0$ .....	49
1.6.8 Pré-chargement.....	51
1.7 Influence de la saturation.....	53
1.8 Conclusion.....	56

**Chapitre II :  
Dispositif Expérimentale et Mode Opérateur**

2.1	Introduction.....	59
2.2	Dispositif expérimental.....	59
2.3-	Présentation générale .....	59
2.4	Moule de fabrication des échantillons.....	62
2.5	Acquisition (Système de mesure).....	62
2.6	Système de mesure .....	63
2.61	Mesure des variations de volume de l'échantillon et application de la pression de confinement .....	63
2.7	Système d'anti frettage .....	64
2.8	Système d'accrochage .....	65
2.9	Mode opératoire.....	67
2.91	Préparation de l'échantillon.....	69
2.10	Déversement à sec (DS).....	69
2.11	Saturation de l'échantillon.....	70
2.12	Consolidation.....	70
2.13	Application du déviateur .....	71
2.14	Matériau Utilisé .....	71
2.14.1	Sable.....	71
2.15	Tests de répétabilité.....	72
2.16	Conclusion.....	73

**Chapitre III  
Influence de la Contrainte de Confinement sur le sable partiellement saturé**

3.1	Introduction.....	75
3.2	Influence de la contrainte de confinement .....	75
3.2.1	Degré de saturation B=10% .....	75
3.2.2	Degré de saturation B=50%.....	76
3.2.3	Degré de saturation B=90%.....	77
3.3.	Influence du degré de saturation.....	80
3.3.1.	Contrainte effective de confinement $\sigma'_c = 50$ kPa.....	80
3.3.2.	Contrainte effective de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa.....	82
3.3.3.	Contrainte effective de confinement $\sigma'_c = 200$ kPa.....	83
4.	Conclusion.....	88

**Chapitre IV : Paramètres Influent sur la résistance au cisaillement :**

- Densité relative,
- Présence de fines

4.1	Introduction.....	90
4.2	Influence de la saturation.....	90
4.2.1	Essais sur sable lâche.....	90
4.2.2	Influence de la saturation sur la résistance maximale.....	95



4.2.3 Influence de la saturation sur la variation de la pression interstitielle (u).....	96
4.3 Essais sur sable moyennement dense.....	96
4.4 Essais sur sable dense.....	97
4.4.1 Influence de la saturation sur la résistance maximale.....	99
4.5 Influence de la fraction des fines.....	100
4.6 Conclusion.....	104

## **Chapitre V : Influence de la saturation sur le comportement Cyclique du sable**

5.1 Introduction.....	106
5.2 Essai sur sable propre .....	106
5.3 Influence du coefficient B sur le nombre de cycles.....	111
5.4 Influence du coefficient B sur le développement des déformations axiales.....	112
5.5 Influence du coefficient B sur le taux de la pression interstitielle.....	113
5.6 Conclusion.....	114
Conclusion générale.....	115
Références.....	118

## Nomenclatures de base

$\rho_s$ (grs/cm <sup>3</sup> )	Masse spécifique des grains solides
$e$	Indice des vides
$e_{\max}$	Indice des vides maximal
$e_{\min}$	Indice des vides minimal
$e_c$	Indice de vide critique
$\sigma_N$ (kpa)	Contrainte
$P'_c$ (kpa)	Pression de confinement effective
$u$ (kpa)	Pression interstitielle
$\Delta u$ (kpa)	Variation de la pression interstitielle
$q_m$ (kPa)	Valeur moyenne du déviateur
$q_{\max}$ et $q_{\min}$	Valeur du déviateur maximal et minimal
$\Delta \epsilon_v$	Variation de la déformation volumique
$\Delta \epsilon_1$	Variation de la déformation axiale
$B$	Coefficient de Skempton
$H_0$ et $V_0$	Hauteur et Volume initiaux de l'échantillon
$I_d, D_r$ (%)	Indice de densité ou densité relative
$W_L$	Limite de liquidité
$W_p$	Limite de plasticité
$I_p$	Indice de plasticité
$N_c$	Nombre de cycles de pré cisaillement
RLC	Résistance à la liquéfaction cyclique ( $N_c=15$ cycles)
$F_c$ (%)	Teneur en fine
$q$ (Kpa)= $(\sigma_1 - \sigma_3)$	déviateur de contrainte,
$p$ (Kpa)= $(\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3$	contrainte moyenne totale,

$p'(Kpa) = p - \Delta u$	contrainte moyenne effective
$\eta = q/p$	rapport de contraintes,
$\varepsilon_1$ ou $\varepsilon_a$	déformation axiale,
$\varepsilon_2$ et $\varepsilon_3$	déformation horizontale,
$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$	déformation volumique,
$\varepsilon_d = 2/3(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$	déformation dévia torique.
$K_0$	Coefficient des terres au repos.
$\sigma'_h$	Contrainte effective horizontale.
$\sigma'_v$	Contrainte effective verticale.
$\tau_{hv}$	Contrainte de cisaillement cyclique.
$\sigma'_0$	Contrainte effective verticale.
N	Nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon.
$\sigma_c$	Contrainte de confinement
Sus :	la résistance de cisaillement résiduel
R :	Coefficient De Correlation

## Liste des Figures

### Chapitre I: Eléments Bibliographiques

Figure 1.1 principe de l'essai triaxial (Bahda, 1997) .....	22
Figure 1.2 Exemples de trajet de charge au triaxial (Bahda, 1997) .....	23
Figure 1.3 Etat critique selon Roscoe et al. (1958) .....	24
Figure 1.4 : Etat stable à partir d'un essai de liquéfaction (Castro 1969). .....	25
Figure 1.5 : Etat caractéristique.....	25
Figure 1.6 : Etat caractéristique à partir d'essai drainé (Touati, 1982). .....	27
Figure I-7 Etat caractéristique à partir d'un essai non drainé (Mohkam 1983). .....	28
Figure 1.8 : Essai de liquéfaction statique (Canou et al. 1994). .....	29
Figure 1.9 : Différents phénomènes cycliques observés (Bahda, 1997) .....	30
Figure 1.10 : Différents comportements cycliques drainés du sable (Luong 1980).....	31
Figure 1-11 : Essais triaxiaux cycliques drainés à contrainte contrôlé (Tatsuoka et Ishihara 1974). .....	32
Figure 1.12 : Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable(Luong 1980). .....	33
Figure. I.13 : Comportement des matériaux granulaires lâches et denses (Casagrande, 1936). .....	35
Figure 1.14 : Influence de la densité sur la réponse non drainée du sable d' HostunRf (Arab, 2008) .....	36
Figure 1.15 : Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement cyclique(Tatsuoka et al. 1986b).....	37
Figure 1.16: Influence de la densité relative ( $D_r$ ) sur la résistance à la liquéfaction(Mullilis et al. 1978).....	38
Figure 1.17 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab, 2008).....	39
Figure 1.18: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).....	40
Figure 1.19 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après Alain Pecker (1984).....	41
Figure 1.20 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction(Ishihara, 1980).....	42
Figure 1.21 : Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt) (Yamamuro et Covert 2001) .....	42
Figure 1.22 : Influence de la teneur des fines sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon (confinement initial = 100 kPa) (Arab, 2008).....	43
Figure 1.23 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al.1977).....	44
Figure 1.24 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1er série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999).....	44
Figure 1.25 : Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sol	45

(Zlatovic et Ishihara, 1995).....	
Figure 1.26 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al., 2004).....	46
Figure 1.27: Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal Della, 2008).....	46
Figure 1.28 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al. 1978).....	47
Figure 1.29 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2000).....	48
Figure 1.30: Influence de la surconsolidation sur le comportement non drainé du mélange Rass-SM.....	48
Figure 1.31 : Influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-SM (FC = 10%).....	49
Figure 1.32: Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos.....	49
Figure 1.33 : Influence de $K_0$ sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971).....	50
Figure 1.34 : Influence du rapport $K_0$ sur la résistance à la liquéfaction des sols(Ishihara, 1985).....	51
Figure 1.35 : Influence du pré-cisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction (Wichmann et al. 2005).....	52
Figure. 1.36 : influence d'un pré-chargement cyclique sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-limon SM (Arab, 2008).....	53
Figure 1.37 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, Martin et al. (1978).....	54
Figure 1.38 : Influence de la saturation sur la résistance sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yochimi et al. (1989).....	55
Figure 1.39 : influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur le comportement non drainé du sable d'hostun RF (Arab, 2008).....	55
Figure 1.40 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (D'aprèsPecker, 1984).....	56

## Chapitre II : Dispositif Expérimentale et Mode Opérateur

Figure 2-1: Schéma du dispositif expérimental utilisé.....	60
Figure 2.2: Vue de l'ensemble du dispositif expérimental (Appareil triaxial dynamique 2Hz) .....	60
Figure 2.3 : Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée.....	61
Figure 2.4 : moule de fabrication des échantillons.....	62
Figure 2.5 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988).....	64
Figure 2.6: Système d'anti frettage utilisé.....	65
Figure 2.7: Système d'accrochage utilisé.....	66
Figure 2.8 : Plaquage de la membrane et remplissage du moule.....	68
Figure 2.9 : Mise en place de l'embase et démoulage.....	68
Figure 2.10: Mise en place et remplissage de la cellule.....	69
Figure 2.11 : Mise en place du matériau dans le moule (déversement à sec).....	69
Figure 2.12 : Courbe granulométrique du sable utilisé.....	71
Figure 2.13: Essais de répétabilité sur sable de Chlef.....	73

### Chapitre III: Influence de la Contrainte de Confinement

Figure 3.1: Influence de la Contrainte de confinement pour un degree de saturation B=10% du sable de Chlef naturel .....	76
Figure 3.2: Influence de la Contrainte de confinements pour un degree de saturation B =50% du sable de Chlef naturel .....	77
Figure 3.3:Influence de la Contrainte de confinements pour un degree de saturation B =90% du sable de Chlef naturel .....	78
Figure 3.4: Effort de cisaillement maximal ( $q_{max}$ ) en fonction de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ).....	79
Figure 3.5: Variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction de la Contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ).....	80
Figure 3.6: Influence du degree de saturation B sur la réponse non drainé du sable de Chlef ( $\sigma'_c = 50$ kPa).....	81
Figure 3.7:Influence du degree de saturation B sur la réponse non drainé du sable de Chlef ( $\sigma'_c = 100$ kPa).....	82
Figure 3.8:Influence du degree de saturation B sur la réponse non drainé.....	85
Figure 3.9: Résistance maximale de cisaillement ( $q_{max}$ ) en fonction du coefficient de Skempton (B).....	86
Figure 3.10 : Variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction du coefficient de Skempton (B).....	87
Figure 3.11: Effort résiduel ( $S_{us}$ ) en fonction du coefficient de Skempton (B).....	88

### Chapitre IV : Paramètres Influent sur la résistance au cisaillement

Figure 4.1 : Réponse non drainé sur sable de Chlef ( $Dr=15\%$ , $\sigma'_c= 50$ kPa).....	91
Figure 4.2 : Réponse non drainé sur sable de Chlef ( $Dr=50\%$ , $\sigma'_c= 100$ kPa).....	93
Figure 4.3 : Réponse non drainé sur sable de Chlef ( $Dr=70\%$ , $\sigma'_c= 200$ kPa).....	94
Figure 4.4 : Influence de la saturation (B) sur la résistance au cisaillement (q).....	95
Figure 4.5 : Influence de la saturation (B) sur la variation de pression interstitielle (u). 96	
Figure 4.6: Réponse non drainé sur sable de Chlef ( $Dr=50\%$ , $\sigma'_c= 100$ et 200 kPa)....	97
Figure 4.7: Réponse non drainé sur sable de Chlef ( $Dr=70\%$ , $\sigma'_c= 100$ et 200 kPa)....	98
Figure 4.8 : Influence de la saturation (B) sur la résistance au cisaillement (q) ( $Dr=50$ et 70%).....	99
Figure 4.9: Réponse non drainé sur mélange de Chlef + 10% fines ( $Dr=15\%$ , $\sigma'_c= 50$ kPa).....	100
Figure 4.10: Réponse non drainé sur mélange de Chlef + 10% fines ( $Dr=15\%$ , $\sigma'_c= 100$ kPa).....	101
Figure 4.11: Réponse non drainé sur mélange de Chlef + 10% fines ( $Dr=15\%$ , $\sigma'_c= 200$ kPa).....	102
Figure 4.12 : Influence de la saturation (B) sur la résistance au cisaillement (q) 103	

(Dr=50 et 70%).....

## **Chapitre V : Influence de la saturation sur le comportement cyclique du sable**

Figure 5.1 : Essai cyclique sur sable de Chlef avec $q_m = 70$ kPa et $B = 95\%$ (Dr=50%).....	10
...	8
Figure 5.2 : Essai cyclique sur sable de Chlef avec $q_m = 70$ kPa et $B = 53\%$ (Dr=50%).....	10
...	9
Figure 5.3 : Essai cyclique sur sable de Chlef avec $q_m = 70$ kPa et $B = 27\%$ (Dr=50%).....	11
...	1
Figure 5.4 : Evolution du nombre de cycles en fonction ( $N_c$ ) du coefficient de Skempton $B$ .....	11
Figure 5.5 : Evolution de la déformation axiale (%) en fonction du temps (T).....	2
Figure 5.6 : Evolution de la pression interstitielle (U) en fonction du temps (T).....	11
	3
	4

## **Liste des tableaux**

Tableau II : Propriétés du sable utilisé.....	72
---	----

## **INTRODUCTION GENERALE**



## INTRODUCTION GENERALE

Actuellement les pouvoirs publics en ce qui concerne les aménagements du territoire, prennent au sérieux les risques que ce soit naturel ou industriels en matière de prévention.

La prise en compte de l'aléa sismique témoigne de cette préoccupation. Comme on le sait le risque de liquéfaction prend une part grandissante dans les projets d'aménagement du territoire, d'urbanisme et de construction. La liquéfaction correspond à la perte de résistance d'un matériau sableux saturé suite à la surgénération de la pression interstitielle. C'est ainsi que le sol perd totalement sa résistance et commence à couler comme un liquide. Ce phénomène a été responsable de nombreux dégâts à travers le monde : séisme d'Alaska et de Niigata 1964, LomaPrieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995, El Asnam (Chlef actuellement) 1980, Izmir 1999, Boumerdes 2003....

L'augmentation de la pression interstitielle ( $U$ ) a été examinée par Seed et Lee (1966) sur un sable soumis à un chargement cyclique. Seed (1976) définit la liquéfaction initiale quand la pression interstitielle résiduelle devient égale à la pression effective de confinement appliquée ( $\sigma'c$ ). La liquéfaction initiale peut aussi être produite par un chargement cyclique sur un sable de densité moyenne à dense et elle n'est pas limitée aux seuls sables lâches.

Casagrande (1975) et Castro (1975) suggèrent d'utiliser le terme de mobilité cyclique pour la définition de la liquéfaction basée sur l'annulation de la contrainte effective ( $\sigma'c$ ). La mobilité cyclique telle définie par Castro comme étant la tendance de densification d'un sol moyennement dense à dense durant un chargement cyclique. La dilatance se produit quand les particules de sable commencent à rouler et glisser (désenchevêtrement des grains) l'une sur l'autre à volume constant causant une réduction de la pression interstitielle ( $U$ ).

Avant 1990, toutes les recherches en laboratoire sur les comportements de sol étaient focalisées ou concentrées sur les sols saturés ; ce n'est qu'après cette date que les recherches se sont orientées sur les sols non saturés. Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial en laboratoire par le coefficient de Skempton qui mesure la qualité de la saturation, et aussi lié au degré de saturation par la relation proposée par Lade et Hernandez (1977).

les études réalisées par Mullilis et al. (1978) et Tatsuoka et al. (1986) ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient de Skempton  $B$ . Par contre, pour des matériaux plus raides (rigides), le problème semble

moins critique. Shérif et al. (1977) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considéré saturé si la valeur de B dépasse 0,80 ; Chaney (1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit parfaitement saturé. Par contre, P.Giroud et D.Cordary (1976) note que pour des valeurs de B supérieures à 0,85 le degré de saturation est très voisin de 1. Alain Pecker (1984) montre que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croît de 50%.

Les travaux de recherche sur la liquéfaction réalisés par Yoshimi (1989), et effectués sur le sable de Toyoura de densité relative moyenne ( $D_r = 60\%$ ) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation (Yoshimi, 1989), montre que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols: Avec un coefficient B supérieur à 0,8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la liquéfaction; par contre, il faut huit cycles pour la liquéfaction du sol ayant un coefficient B proche de 0,5.

Les études de recherches réalisées sur le comportement cyclique de sable d'HostunRf par Arab (2008) montrent clairement l'influence du coefficient de skempton B sur le potentiel de liquéfaction. Il trouve 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. Il note aussi que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B.

Dans notre travail sur le comportement du sable de Chlef qui a subi une liquéfaction durant le séisme d'El Asnam (Chlef actuellement du 10 octobre 1980, on propose d'étudier l'influence de plusieurs paramètres à savoir la contrainte effective de confinement, l'état de compacité du sol, la présence de fines non plastiques les fines et la saturation (limon) et aussi pour les essais cycliques l'amplitude de chargement.

Le travail est présenté en cinq chapitres :

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

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du dispositif expérimental utilisé dans ce travail. Après une description de cet appareillage, on présente le mode opératoire et le matériau utilisé à savoir le sable de Chlef.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des essais monotones non drainés. Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais réalisés et on discute de l'influence de la Contrainte effective moyenne sur le comportement du sable étudié.

Le quatrième chapitre est consacré aux essais monotones non drainés ; on met ici en évidence l'influence de la densité relative et, aussi la présence de fines non plastiques sur le comportement monotone non drainé du sable de Chlef.

Le cinquième chapitre comporte une analyse de l'influence de l'amplitude de chargement sur le comportement cyclique non drainé sur le sable de Chlef partiellement saturé.

***Chapitre I : Eléments Bibliographiques sur :***  
***- La Rhéologie des Sables,***  
***- Paramètres influents sur la résistance au cisaillement.***

## I.1 INTRODUCTION

Hazen (1918) a expliqué que lorsque une concentration de pressions interstitielles due par un mouvement ou une déformation dans un matériau, et que lorsque ceci se produit rapidement l'eau contenue entre les pores est mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces inter granulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

Plusieurs cas de mouvements (glissements) de terrains, de ruptures de barrages, de digues, de structures en terre, parmi d'autres ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces phénomènes, présentent en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement que ce soit statique ou dynamique (cyclique) dans des milieux non cohérents saturés.

La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires ou sols limoneux ; tels que les sables ou sols limoneux saturés ayant un comportement contractant sous cisaillement non drainé. En condition non drainée, cette tendance se traduit par une augmentation importante de la pression interstitielle qui entraîne la réduction des contraintes effectives. La liquéfaction cyclique caractérise les sables lâches et sols contractants. C'est un mécanisme similaire à celui qu'on observe sous chargement monotone, et se traduit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge sans augmentation considérable des déformations au cours des premiers cycles. Lorsque la pression interstitielle augmente considérablement et devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations.

### I-2 Essai à l'Appareil Triaxial Classique.

Dans notre étude, l'intégralité des essais expérimentaux a été réalisée à l'aide de l'appareil triaxial; c'est l'essai le plus utilisé en mécanique des sols. Il permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de drainage (CD ou CU). L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniforme défini par un plan hydrostatique dans le plan horizontal et une contrainte verticale (figure I.1).

- $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$  déviateur de contrainte,
- $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$  contrainte moyenne totale,
- $\Delta u$  surpression interstitielle,
- $p' = p - \Delta u$  contrainte moyenne effective,
- $\eta = q/p$  rapport de contraintes,
- $\varepsilon_1$  ou  $\varepsilon_a$  déformation axiale,
- $\varepsilon_3$  déformation horizontale,
- $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$  déformation volumique,
- $\varepsilon_d = 2/3(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$  déformation déviatorique.

En plus du chemin de contrainte classique, l'essai triaxial aussi permet de réaliser des chemins de contraintes plus particuliers comme le chemin à rapport de contraintes  $\eta$  constant, ou contrainte moyenne totale  $p$  constant ou encore le chemin à contrainte principale majeure  $\sigma_1$  constante (figure I.2). Par ailleurs, l'appareil triaxial permet de réaliser des essais drainés ( $\Delta u = 0$ ) et des essais non drainés ( $\Delta \varepsilon_v = 0$ ) en compression et extension sous chargement monotone et cyclique, à déformation ou à contrainte imposée (contrôlée).

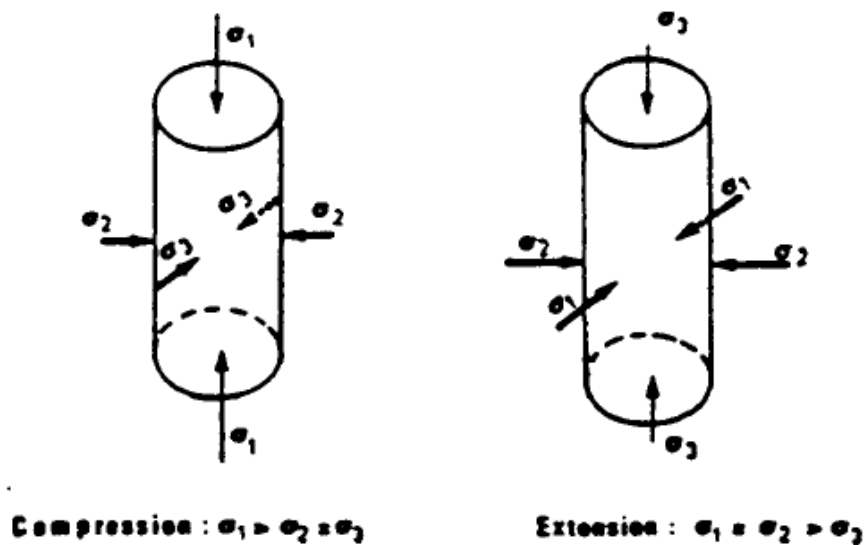


Figure I.1 principe de l'essai triaxial (Bahda, 1997)

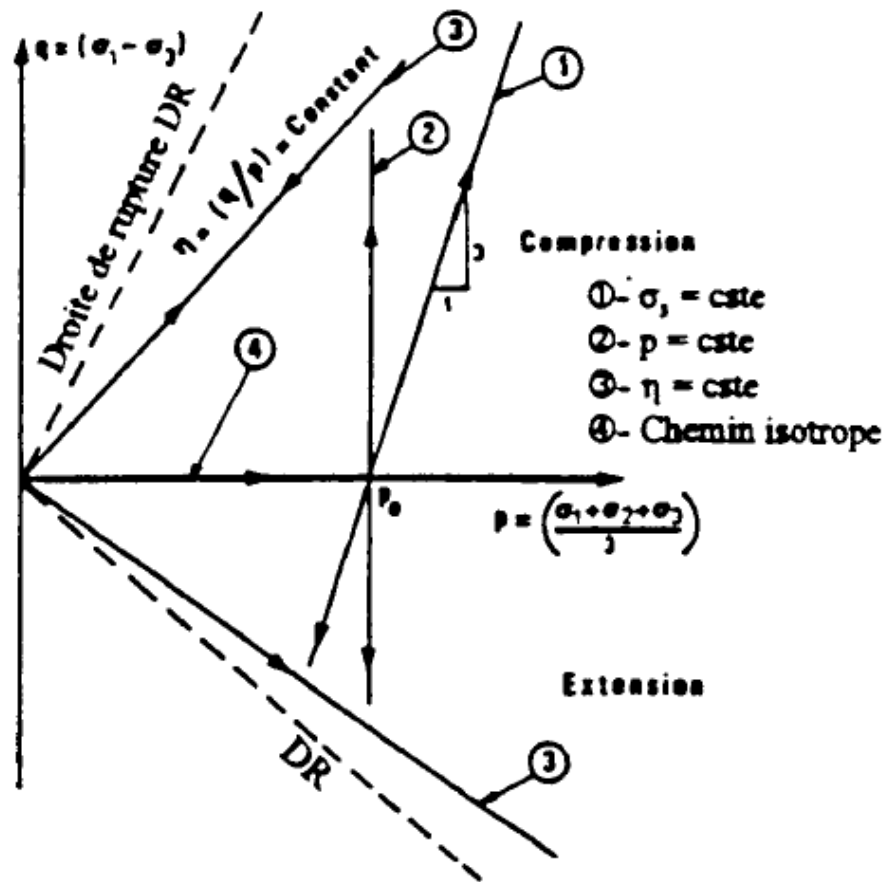


Figure I.2 Exemples de trajet de charge au triaxial (Bahda, 1997)

### I.3 Concepts rhéologiques.

#### I.3.1 Etat Critique

Ce concept a été introduit par Casagrande (1936) et correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. En 1958 Roscoe et al. Définissait l'état critique, pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue de se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constants. En 1968 Schofield et Wroth montre que l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est toujours cisailé. Dans le plan  $(e, \ln p')$ , l'ensemble des points d'état critique est une ligne unique parallèle à la ligne de consolidation isotrope qu'on note C.S.L. (Figure I.3).

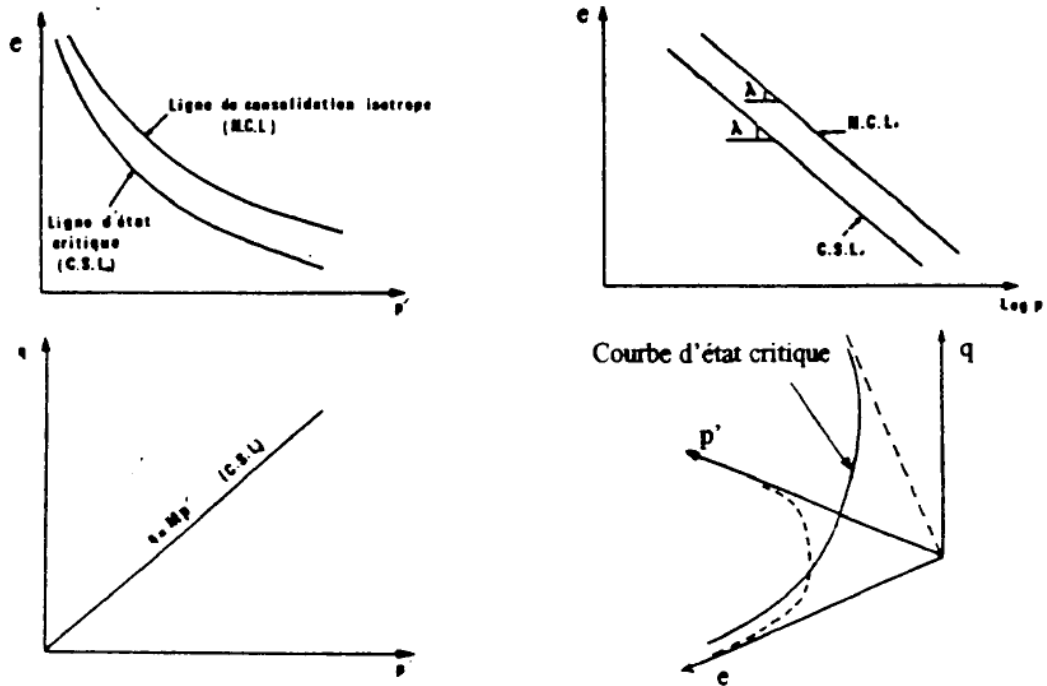


Figure I.3 Etat critique selon Roscoe et al. (1958)

### I.3.2 Etat stable de déformation

En 1969 Castro a introduit ce concept et appelé aussi état permanent de déformation. Ce concept est illustré dans la figure I.4 à partir des résultats d'un essai de liquéfaction ;  $c'$  est un état résiduel où l'échantillon continue de se déformer selon un état de contrainte constant dans le plan ( $q, \epsilon_1$ ), Poulos (1981) a confirmé cet état stable de déformation.



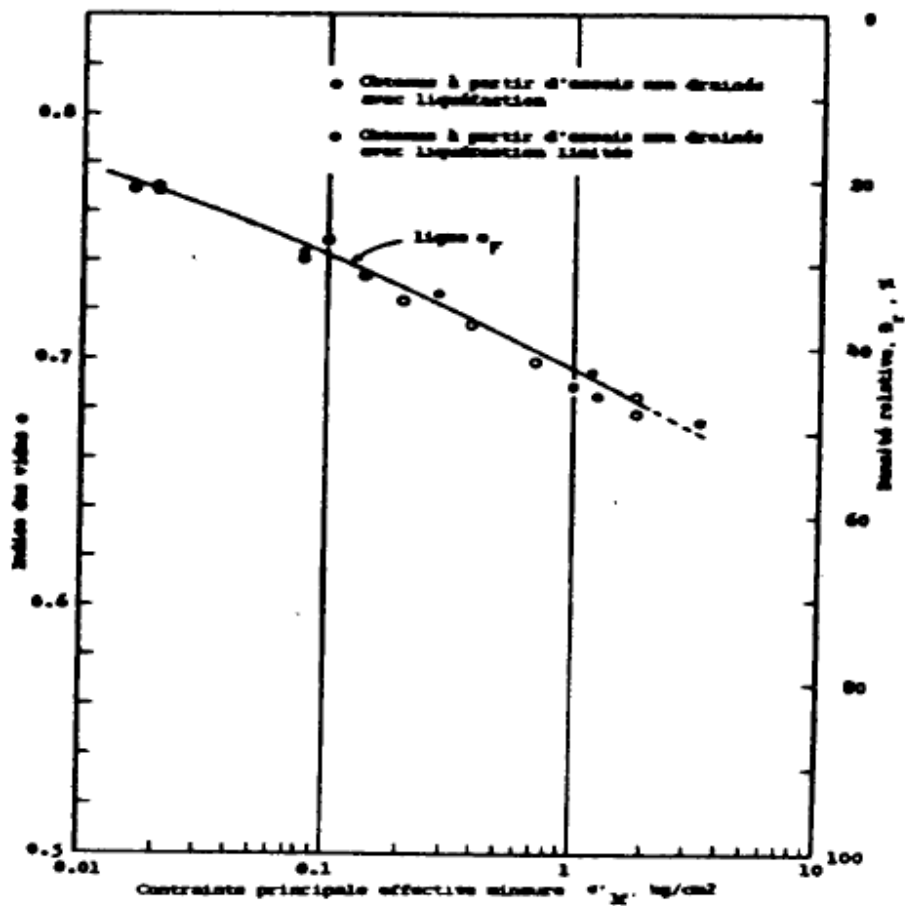
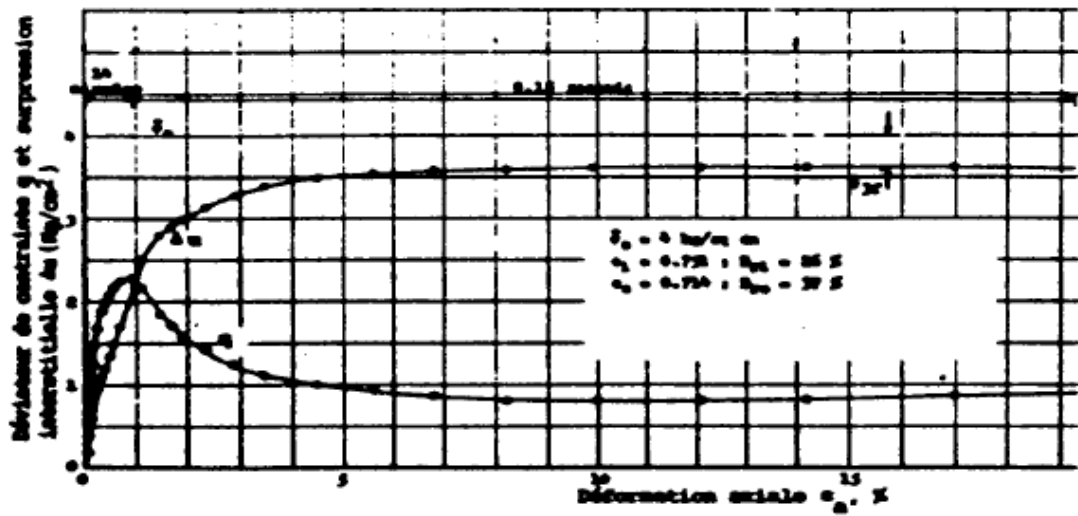


Figure I.4 : Etat stable à partir d'un essai de liquéfaction (Castro 1969).

### I.3.3 Etat caractéristique

#### I.3.3.1 Notions de contractance et dilatance

La notion de contractance-dilatance est liée directement à la structure granulaire d'un sol. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement en condition drainée. Le phénomène est d'autant plus prononcé que le sable est lâche initialement. Par contre, la dilatance correspond au phénomène inverse, observée dans les sables denses. Par analogie au comportement drainé, la contractance (respectivement la dilatance dans un essai de cisaillement non drainé) est caractérisée par une surgénération de la pression interstitielle ( $u$ ).

#### I.3.3.2 Etat caractéristique

Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981) ont défini cet état caractéristique comme étant le passage du comportement contractant au comportement dilatant lors d'un cisaillement que ce soit en condition drainée ou non drainée. Dans le plan  $(q, p')$ , cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente  $\eta_c = (q/p)_c$ . Cette droite séparant le domaine sub-caractéristique contractant du domaine sub-caractéristique dilatant (figure I.5), est aussi qualifiée comme étant la ligne de transformation de phase par Ishihara et al. (1975).

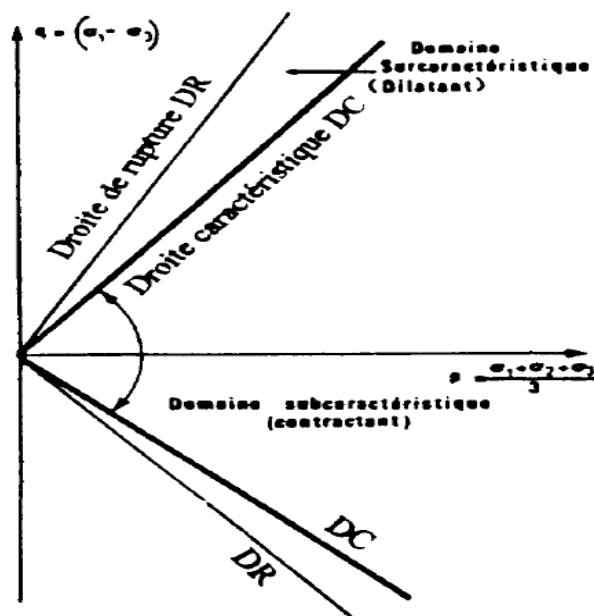


Figure I.5 : Etat caractéristique (Luong 1978).

Lors d'un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduisant par un taux déformation volumique nul selon Touati, (1982) illustré dans la figure I.6. En condition non drainée, celui-ci se traduit par une annulation du taux de génération de surpression interstitielle ( $u$ ), le chemin de contraintes effectives remonte le long de la droite d'état caractéristique d'après Mohkam (1983) comme illustré dans la figure I.7.

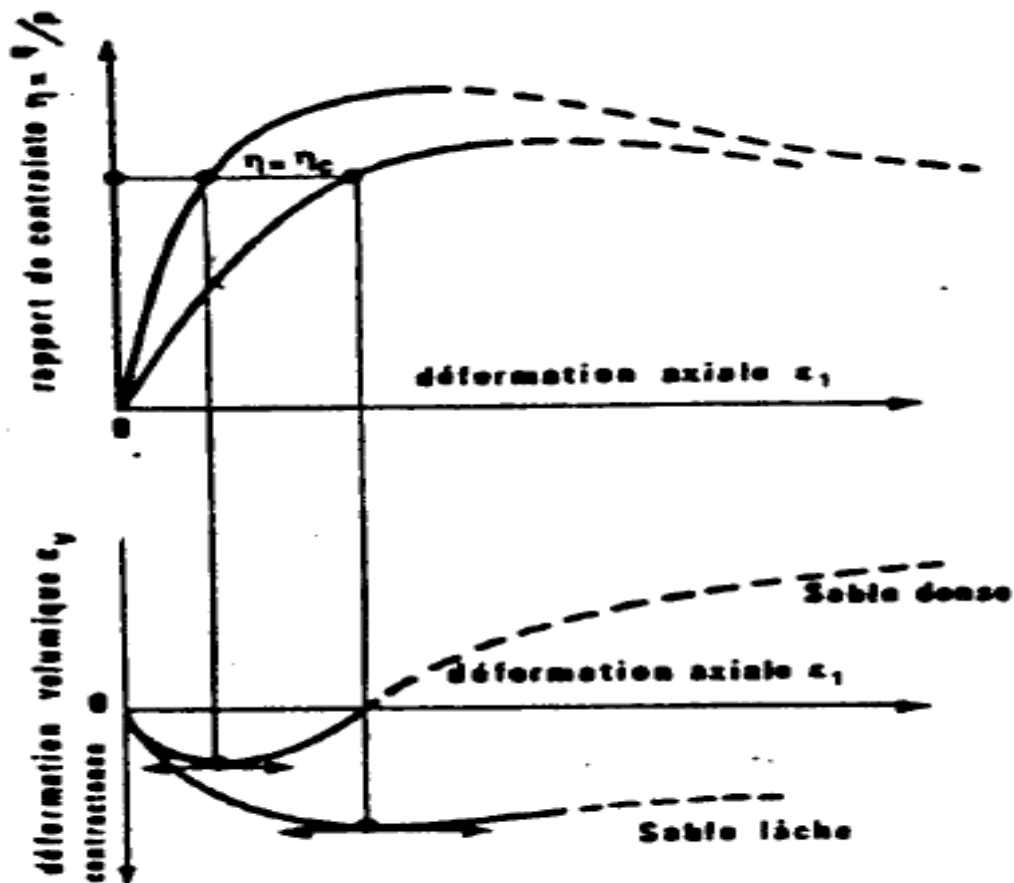


Figure I.6 : Etat caractéristique à partir d'essai drainé (Touati, 1982).

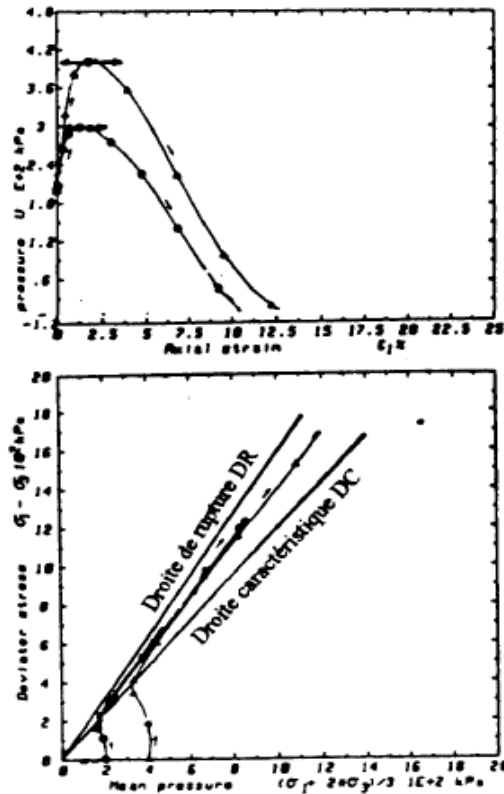


Figure I-7 Etat caractéristique à partir d'un essai non drainé (Mohkam 1983).

#### I.4 Liquéfaction statique

La liquéfaction statique est un phénomène généralement observé dans les sables lâches. Il correspond à une perte importante et rapide de la résistance au cisaillement du matériau, lors de l'application d'un chargement rapide sur un milieu granulaire saturé et généralement lâche. Il se manifeste par une augmentation de la surpression interstitielle provoquant une diminution des contraintes effectives régnantes. Ceci se traduit par l'effondrement du matériau, la pression interstitielle atteint la valeur de la consolidation initiale ; le matériau se comporte comme un liquide en perdant toute sa résistance, c'est le phénomène de liquéfaction totale.

Ce phénomène a provoqué plusieurs glissements de terrain comme:

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

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

Canou et al. (1994) en réalisant des essais triaxiaux sur le sable d'HostunRf, a obtenu la liquéfaction statique comme illustrée dans la figure 1.8; le plus souvent la liquéfaction est induite par chargement dynamique (cyclique) résultant des séismes ou la houle (Niigata1964, San Fernando 1971, Chlef 1980, Kobé 1995....).

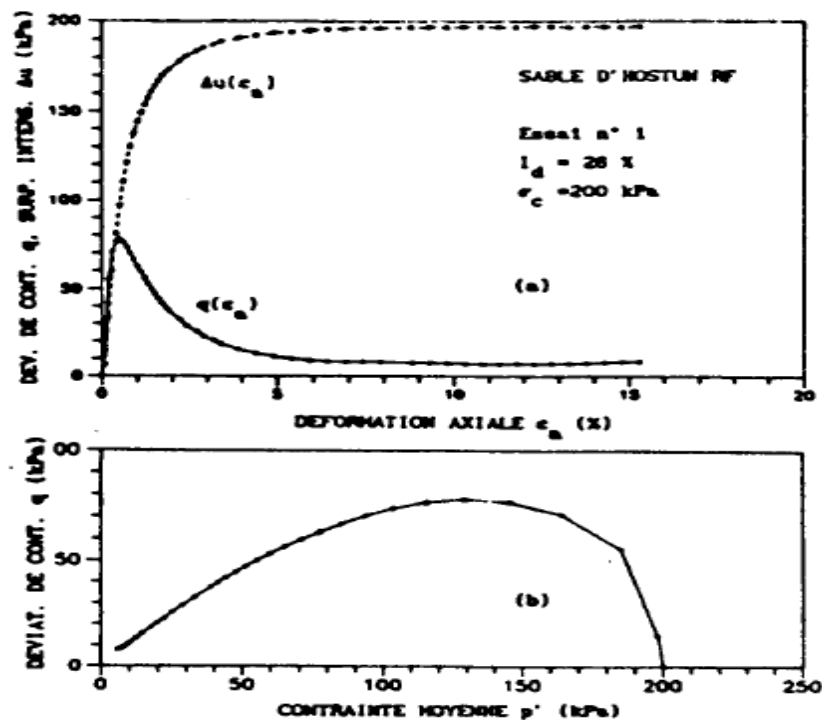


Figure 1.8 : Essai de liquéfaction statique (Canou et al. 1994).

### I.5 Comportement des sables sous chargement cyclique

Sous une sollicitation cyclique à amplitude contrôlée (déformation ou contrainte), on distingue trois types de phénomènes qui sont illustrés dans la figure 1.9 à savoir:

- Le rocher : La déformation d'une manière continue, conduisant ainsi à des phénomènes de rupture comme la liquéfaction ou mobilité cyclique,
- L'accommodation : c'est une stabilisation du chemin contrainte-déformation sur une boucle hystérésis,
- L'adaptation : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc on a un matériau parfaitement élastique.

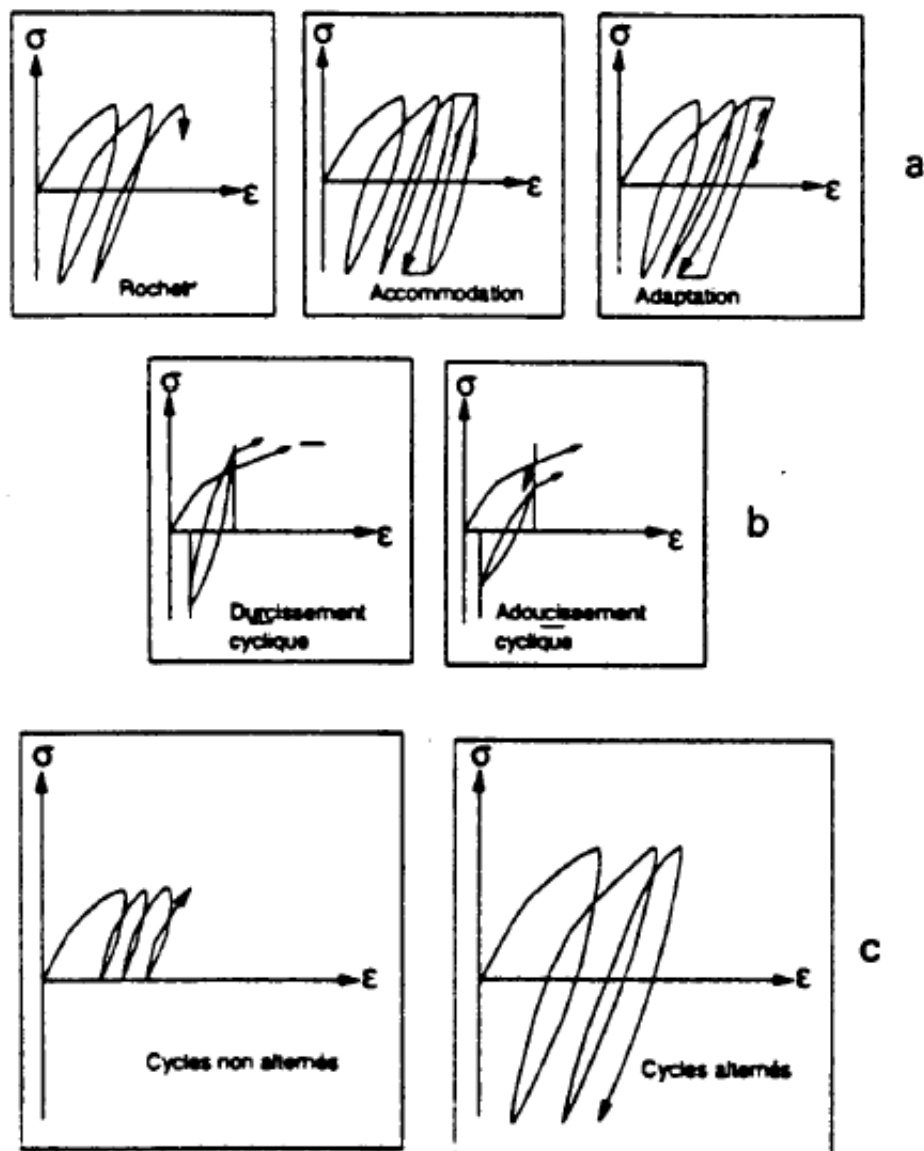


Figure 1.9 : Différents phénomènes cycliques observés (Bahda, 1997)

### I.5.1 Comportement cyclique drainée

L'accommodation ou le rocher est obtenu selon le comportement du sable s'il est contractant ou dilatant d'après Luong (1980), ses résultats sont illustrés dans la figure 10. L'accommodation est obtenue pour les chargements qui sont situés dans le domaine sub-caractéristique. Ce comportement qui est caractérisé par une densification progressive après un nombre élevé de cycles conduisant à une stabilisation. Si l'amplitude des cycles est faible, le matériau se densifie progressivement jusqu'à l'adaptation. Le rocher est obtenu lorsque le matériau est soumis à des cycles de chargement de grande amplitude (au-delà de l'état caractéristique).

Tatsuoka et Ishihara, en 1974 ont réalisé des essais triaxiaux cycliques drainés à amplitude contrôlée. Le chargement cyclique induit des déformations volumiques caractérisées par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau. Les résultats sont illustrés dans la figure 1.11 avec un rapport de contrainte  $\eta$  constant, l'un à faible amplitude conduisant à une stabilisation (a), l'autre à plus forte amplitude conduisant à la rupture (b).

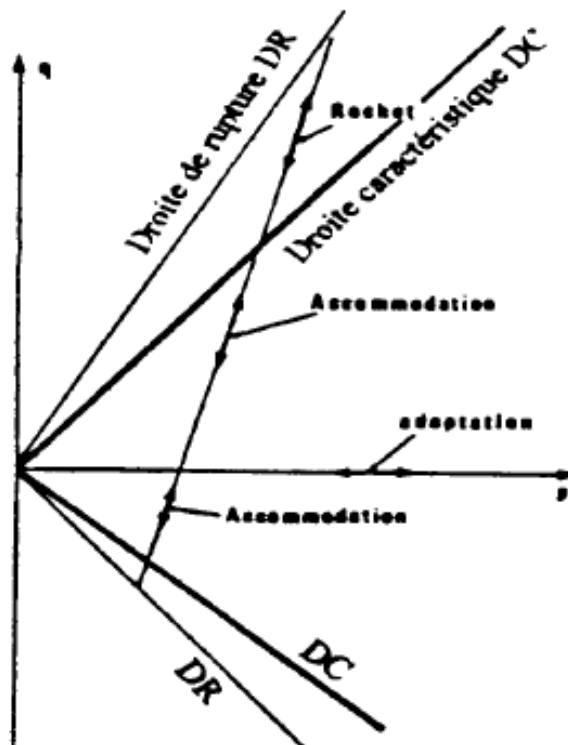


Figure 1.10 : Différents comportements cycliques drainés du sable (Luong 1980).

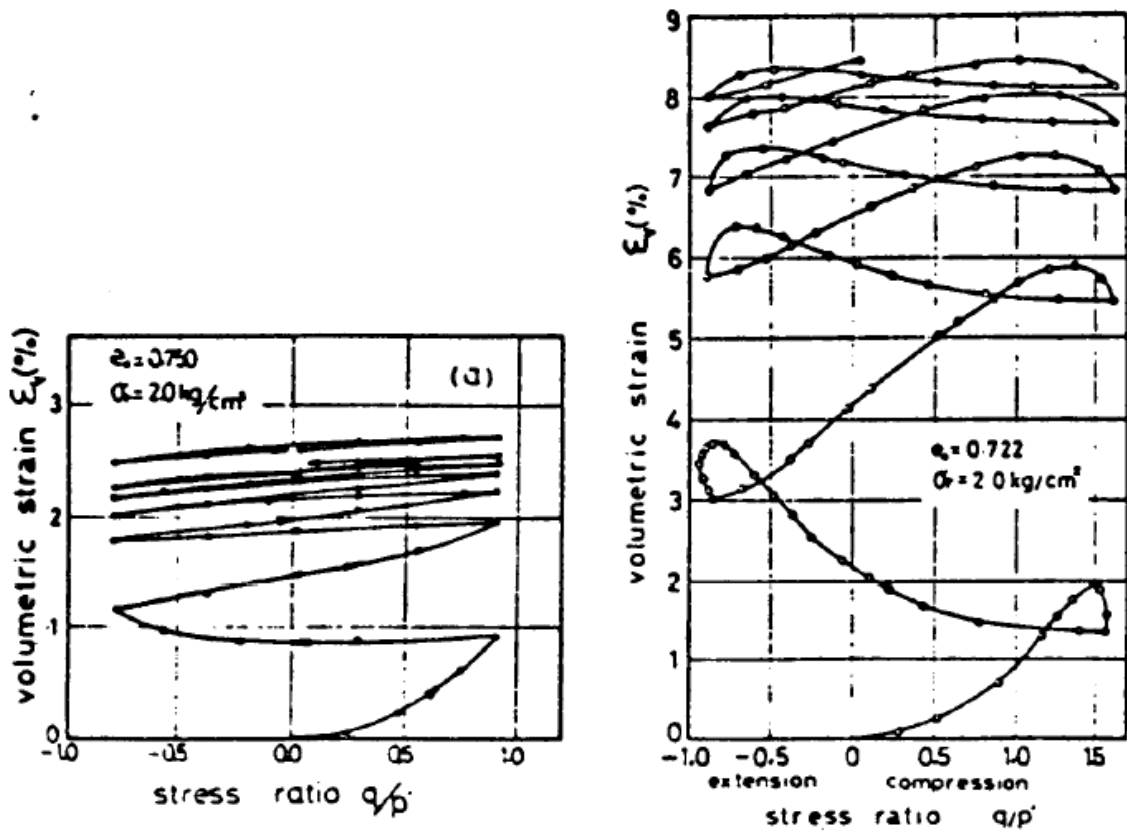


Figure 1-11 : Essais triaxiaux cycliques drainés à contrainte contrôlé (Tatsuoka et Ishihara 1974).

### I.5.2 Comportement cyclique non drainée

Luong (1980) a montré après avoir réalisé des essais triaxiaux cycliques non drainé que le comportement cyclique des sables dépend principalement de la position des cycles de chargement par rapport à la droite caractéristique (figure 1.12). Dans le domaine sub-caractéristique, des cycles de faible amplitude conduisent à une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle, et par conséquent à une diminution de la contrainte effective. Cette diminution s'arrête au niveau de la ligne caractéristique, la tendance à la dilatation fait diminuer la pression interstitielle et fait augmenter la pression moyenne effective  $p'$ . Il s'établit donc un état d'équilibre sur la ligne caractéristique; le comportement est alors appelé "mobilité cyclique". Dans le domaine sur-caractéristique, on observe un autre phénomène. Le comportement dilatant fait réduire la pression interstitielle, ce qui fait déplacer le chemin de



contrainte effective dans le plan  $(q, p')$  vers la ligne caractéristique et conduit à la stabilisation.

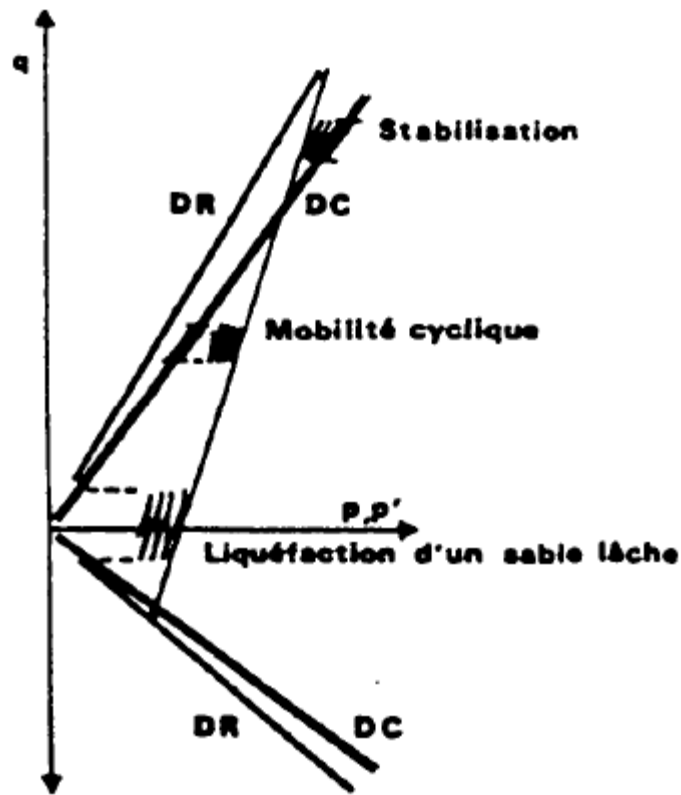


Figure 1.12 : Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable

(Luong 1980).

## I.6 Paramètres influents sur la résistance au cisaillement

Nombreux chercheurs ont mis en évidence plusieurs paramètres qui ont une influence sur la résistance au cisaillement des sols. Parmi ces principaux paramètres, on peut citer entre autre, la densité relative, le confinement, la granulométrie, la présence des fines plastiques ou non plastiques, l'histoire de chargement et des déformations et le degré de saturation, méthode de préparation des échantillons....

### I.6.1 Densité relative

La densité relative ou aussi l'indice des vides joue un rôle primordial dans le comportement des sols et a un effet important sur l'initiation de l'instabilité.

En réalisant des essais de cisaillement draine sur des matériaux granulaires, Casagrande 1936 constate une différence entre les comportements des sols denses et lâches. Il a constaté que l'échantillon de sable dense montre un comportement contractant au début puis devient dilatant très vite, ainsi le volume de l'échantillon augmente et la densité relative du sable diminue. Contrairement, l'échantillon de sable lâche reste toujours contractant au cours du cisaillement, ainsi son volume diminue et sa densité relative augmente. Pour les grandes déformations, les deux échantillons arrivent pratiquement à la même densité, qui reste constante si le cisaillement continue (Fig. I-13). A cette densité, non seulement le sol se déforme à volume constant mais aussi à une résistance au cisaillement constante. Cet état est défini par Casagrande comme l'état de densité critique ou l'état de l'indice de vides critique  $e_c$ . Casagrande constate en plus que l'indice des vides critique est fonction de la pression normale  $\sigma_n$ , 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.

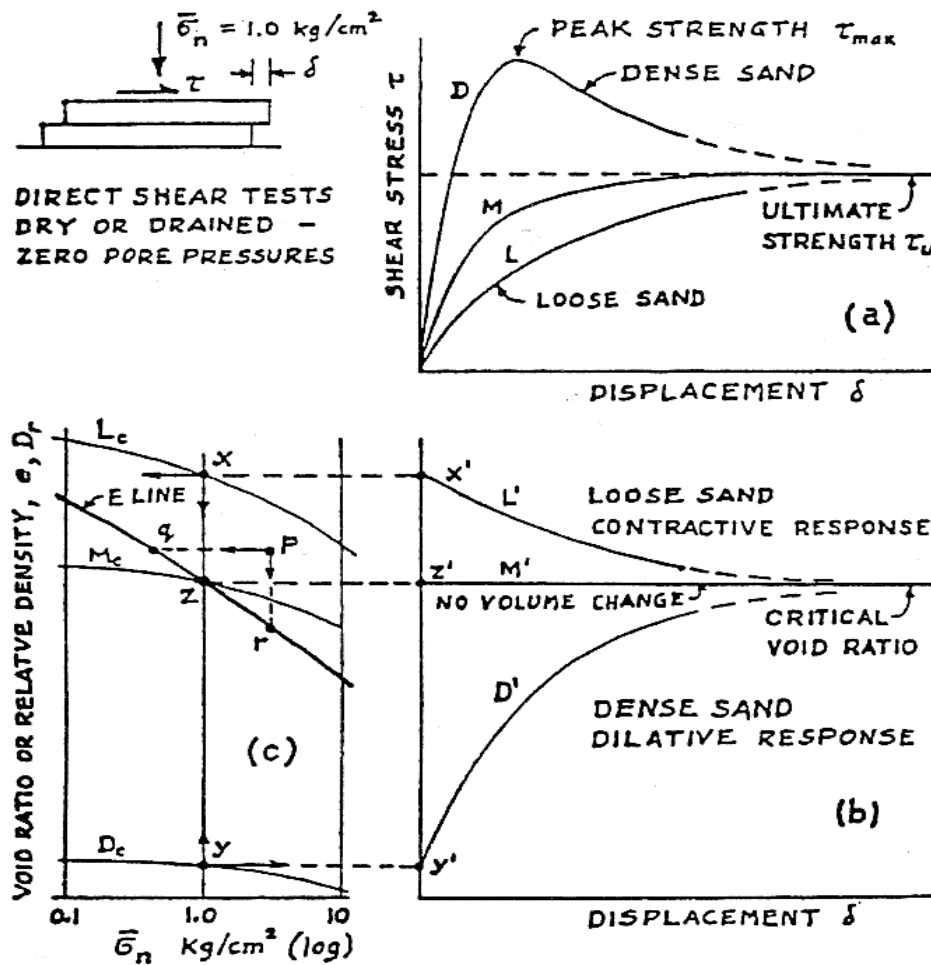


Figure. I.13 : Comportement des matériaux granulaires lâches et denses (Casagrande, 1936).

Une série d'essais non drainés a été réalisée sur le sable propre d'HostunRf pour trois densités  $D_r = 8, 64$  et  $78\%$  par ARAB (2008). Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 1.14. Pour les trois densités, on note la présence de deux phases de variation de la pression d'eau. Celle-ci – augmente dans un premier temps à cause de la contractance du sable ensuite, elle diminue à cause de la dilatance. Cette dernière est bien entendu faible pour le sable lâche. Dans le plan  $(p', q)$ , les chemins de contrainte s'alignent bien sur la courbe d'état limite.

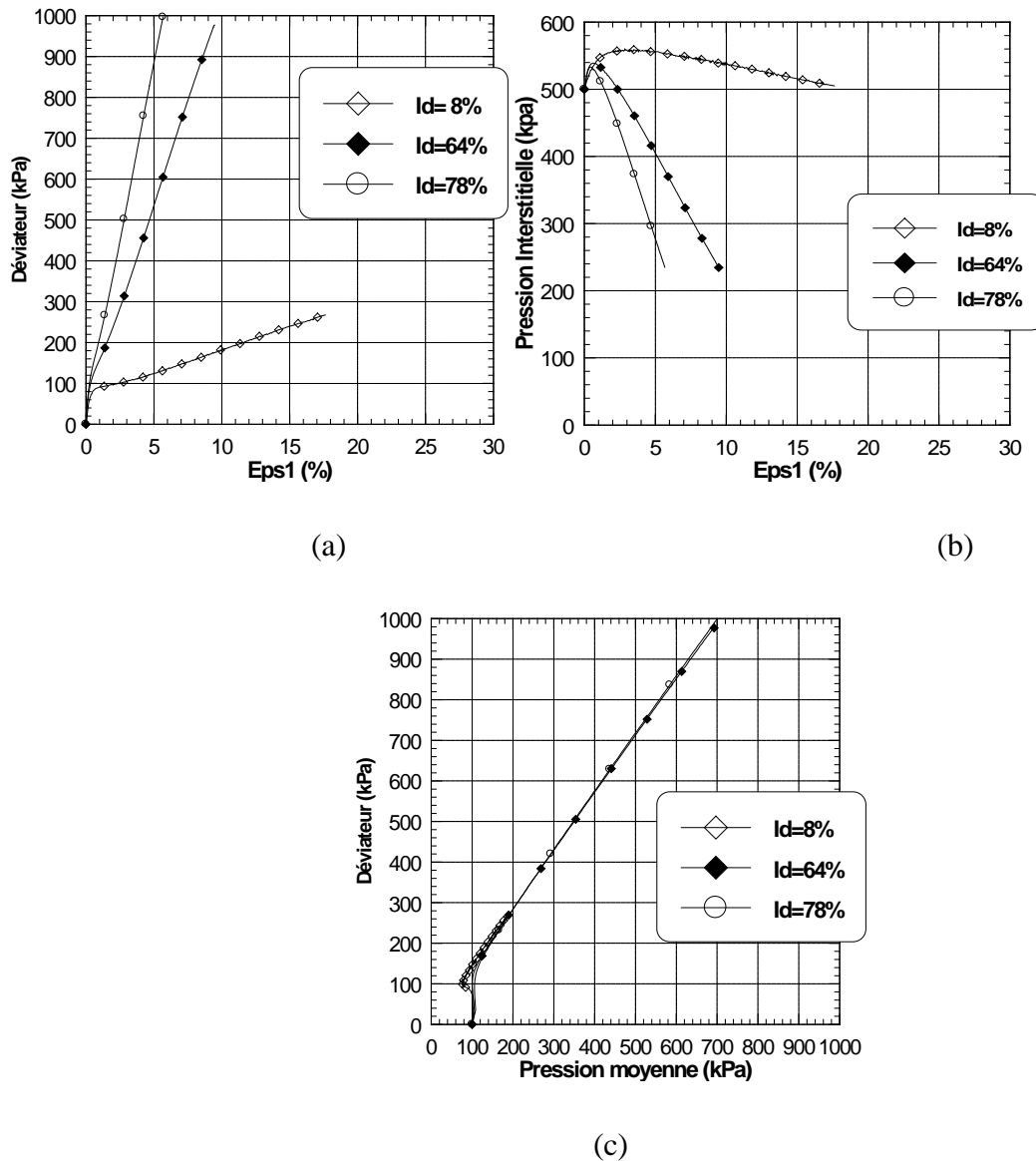


Figure 1.14 : Influence de la densité sur la réponse non drainée du sable d' HostunRf (Arab, 2008)

- (a) déviateur en fonction de la déformation axiale,
- (b) pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- (c) Pression moyenne en fonction du déviateur.

Tatsuoka et al. en 1986b ont réalisé des essais triaxiaux non drainés sur le sable de Toyoura (Japon). Ils ont constaté que la résistance au cisaillement cyclique augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la densité relative ( $D_r=70\%$ ) ; au-delà de cette de cette valeur, ils ont remarqué que la résistance augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la densité relative (figure 1.15).

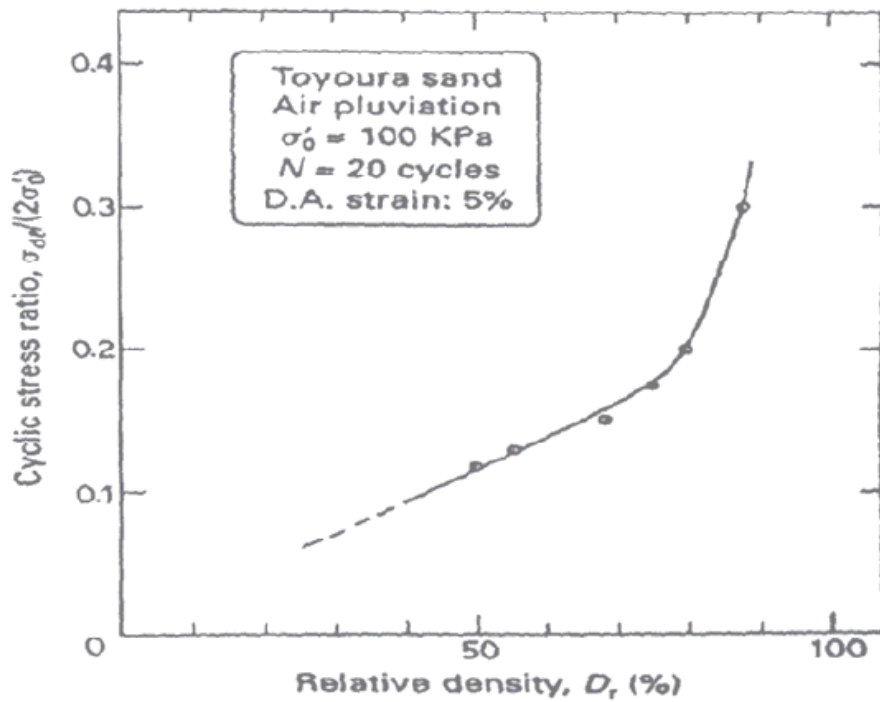


Figure 1.15 : Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement cyclique

(Tatsuoka et al. 1986b)

La résistance au cisaillement cyclique est d'autant plus élevée que la densité de l'échantillon du sable est élevée. La figure 1.16 illustre les résultats trouvés par Mullilis et al. (1978), où ils mettent en évidence l'influence de la densité relative du sable sur la résistance à la liquéfaction.

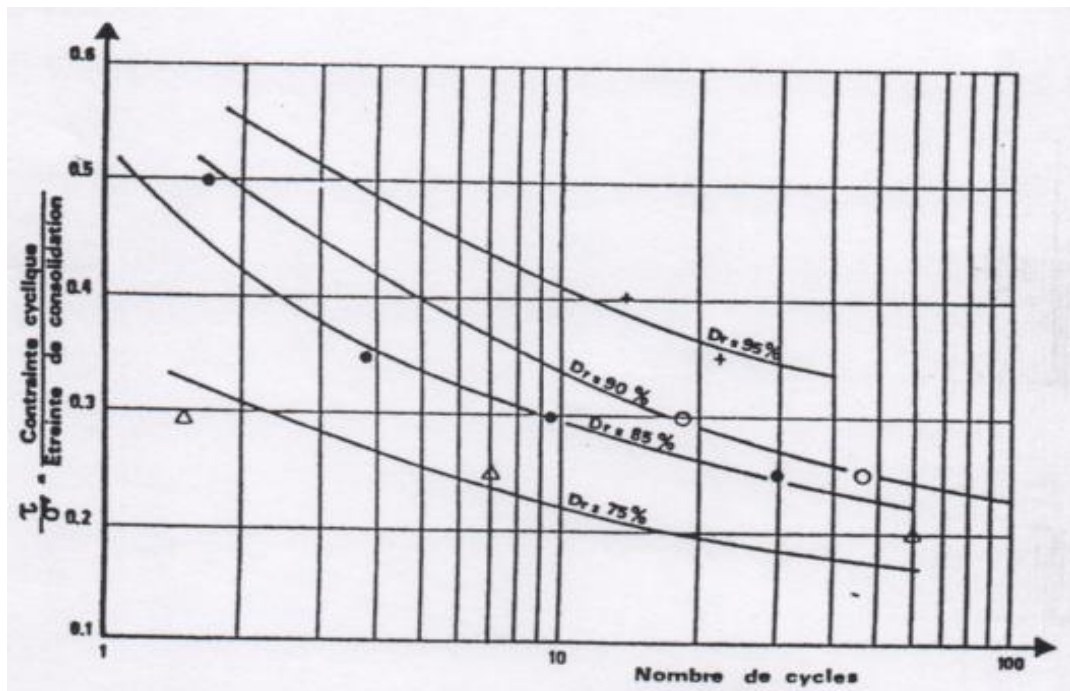
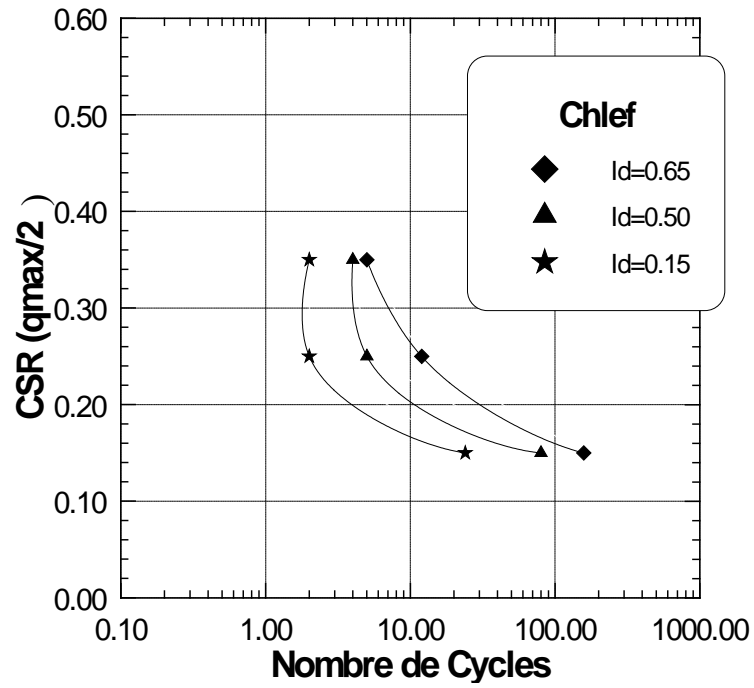


Figure 1.16 : Influence de la densité relative ( $D_r$ ) sur la résistance à la liquéfaction

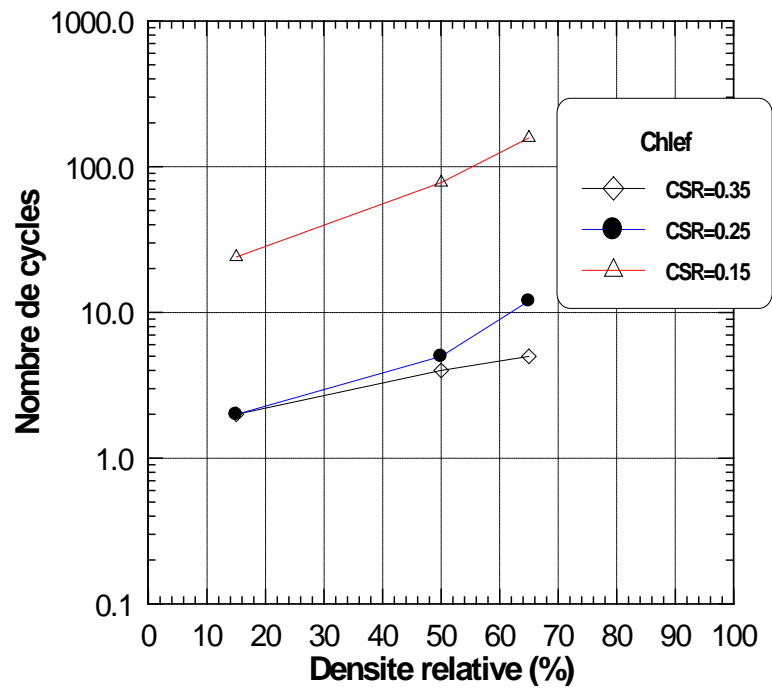
(Mullilis et al. 1978)

Arab (2008) a réalisé une série d'essais triaxiaux cycliques sur le sable de Chlef propre. La figure 1.17 illustre l'influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction. Elle montre clairement que l'augmentation de la densité relative conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction de ce sable.

La figure 1.17a montre l'influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction définie par l'amplitude du chargement induisant la liquéfaction après 15 cycles. Cette figure montre bien que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative et la diminution de l'amplitude du chargement. La différence entre la résistance du sable à une densité relative  $I_d = 50$  et celle pour  $I_d = 0,65$  est très importante ; elle ressemble à celle observée sur le sable de Rass (Figure 1.17b).



(a)



(b)

Figure 1.17 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef  
(Arab, 2008)

### I.6.2 Confinement

Le potentiel de liquéfaction des sables est très influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ( $D_r = 31\%$ ); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (figure 1.18).

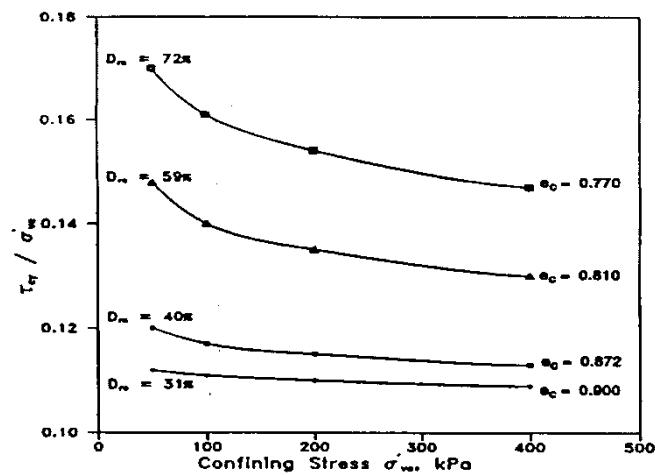


Figure 1.18 : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

### I.6.3 Granulométrie

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées en laboratoire (Lee et Fitton 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida 1970; Seed et Idriss 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 1.19 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.



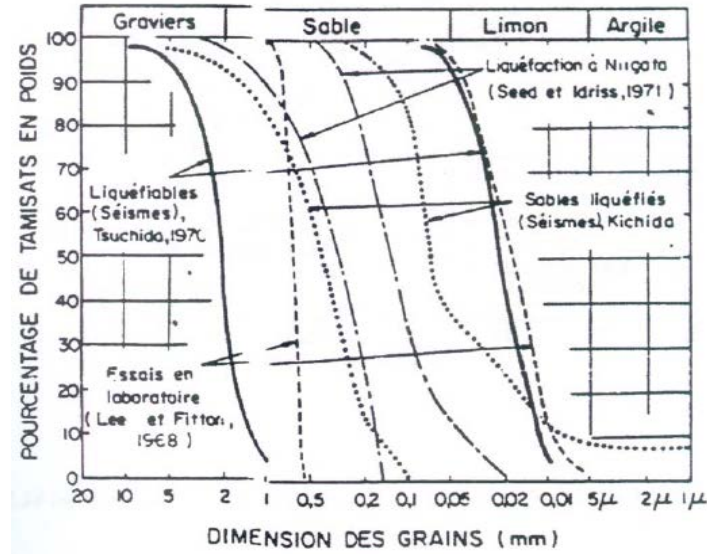


Figure 1.19 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après Alain Pecker (1984).

#### I.6.4 Présence d'éléments fins

La résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence d'éléments fins.

Ishihara (1980) a montré que pour des teneurs élevées en éléments fins, l'indice de plasticité est un paramètre significatif pour la liquéfaction des sables. Ces résultats sont illustrés dans la figure 1.20. La résistance à la liquéfaction est constante jusqu'à une valeur inférieure à  $10\mu$ , au-delà de cette valeur, la résistance augmente d'une manière significative avec l'indice de plasticité. Lade et Yamamuro (1997) ont mené une étude à l'appareil triaxiale sur un mélange de sable lâche de Nevada et 20% ATC silt. La figure 1.21 donne les résultats de cette expérience. On note qu'au début du chargement les deux échantillons ( $D_r = 40$  et  $44\%$ ) présentent une instabilité initiale; seule la liquéfaction statique est observée pour l'échantillon avec une densité  $D_r = 40\%$ . A partir de ces résultats, Yamamuro et Covert (2001) concluent que la présence de petites quantités de silts semble induire un comportement contractant pendant le cisaillement initial. L'échantillon ayant une densité  $D_r = 44\%$  ne subit pas la liquéfaction statique, en effet le sol mobilise le caractère dilatant dû la présence de larges grains de sables ; ce qui conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction.

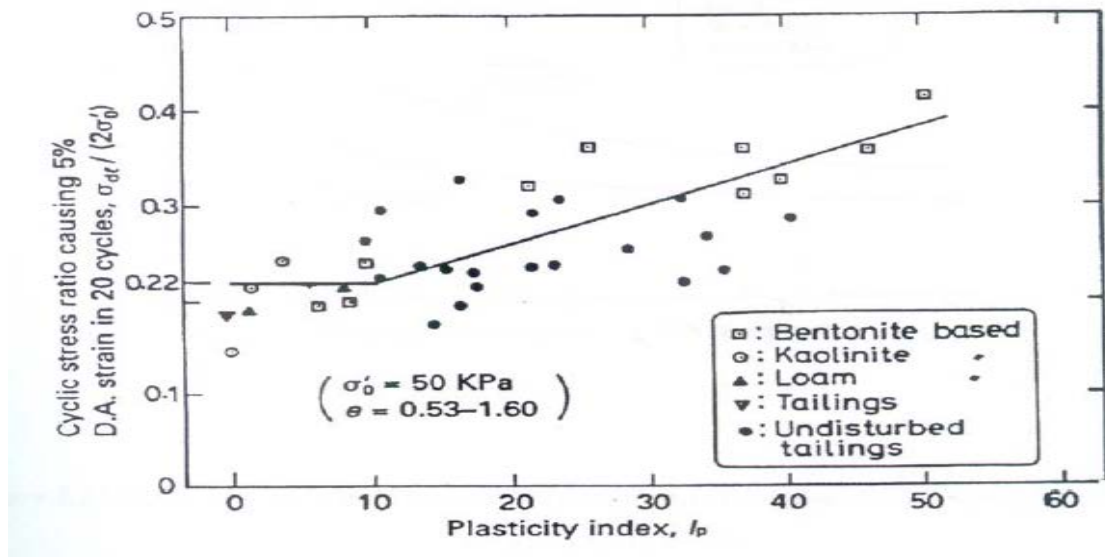


Figure 1.20 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction  
(Ishihara, 1980)

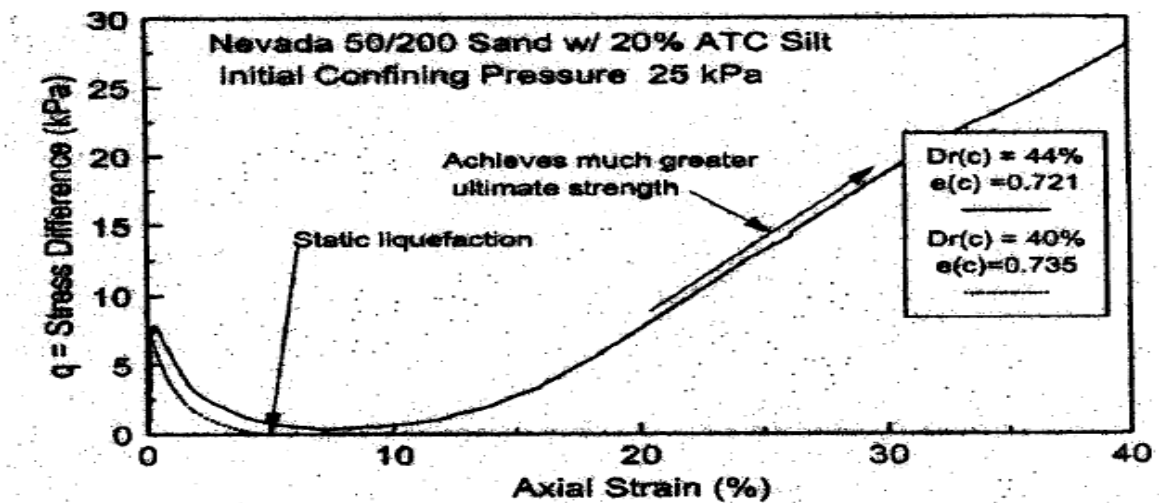


Figure 1.21 : Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt).  
(Yamamuro et Covert 2001)

La figure 1.22 montrent les résultats des essais non drainés réalisés pour différentes fractions des fines sur un mélange sable-limon pour un confinement de 100 kPa réalisé par Arab (2008). Les résultats de ces essais montrent que l'augmentation de la fraction des fines se traduit par une amplification de la pression d'eau (due à l'amplification de la

contractance) et par conséquent par une réduction du déviateur mobilisé (résistance non drainée).

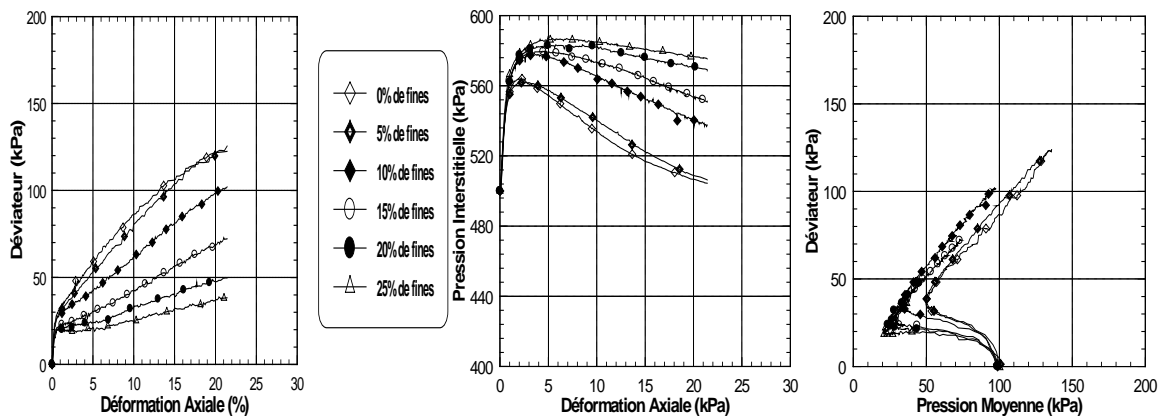


Figure 1.22 : Influence de la teneur des fines sur la réponse non drainée d'un mélange sable-limon (confinement initial = 100 kPa) (Arab, 2008).

### I.6.5 Mode de préparation des échantillons

Plusieurs chercheurs ont étudié en laboratoire l'influence du mode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction (Lade 1974; Mulilis et al. 1997; Tatsuoka et al. 1986a; Amini et Sama 1999). La figure 1.23 montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec. Amini et Sama (1999) lors de leur étude sur le comportement d'un mélange d'argile-sable-grave, ont utilisé deux méthodes pour la préparation des échantillons à savoir la préparation par damage humide et sédimentation. La préparation humide (damage) est utilisée pour obtenir des échantillons homogènes tandis que la sédimentation entraîne une stratification du sol. Les résultats montrent que pour la 1ère série (30% graviers), la résistance à la liquéfaction au début du chargement est plus élevée pour les échantillons obtenus par damage (compactage) humide que par sédimentation puis elle diminue avec l'augmentation du nombre de cycles (figure 1.24).

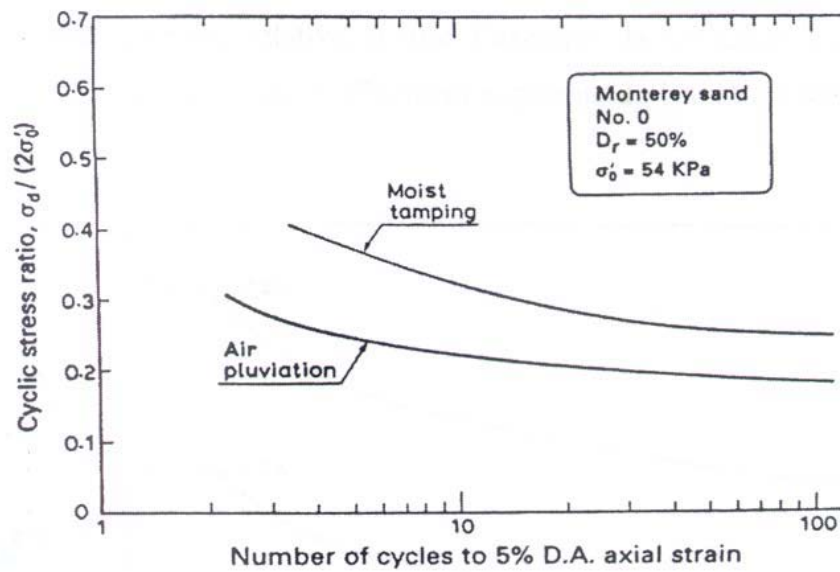


Figure 1.23 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al.1977).

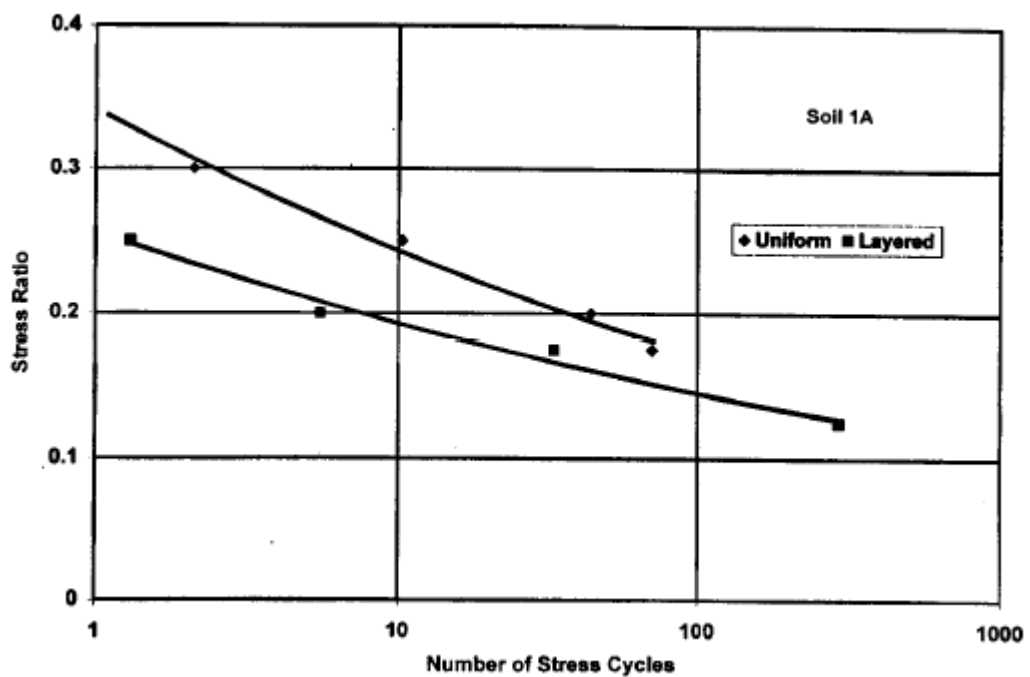


Figure 1.24 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1er série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999).

Une autre étude a été réalisée sur un sable limoneux par Zlatovic et Ishihara (1995) et a montré que la méthode de préparation a un effet significatif sur le comportement du sol. En préparant l'échantillon par la méthode de déversement à sec, la résistance au cisaillement du mélange diminue avec l'augmentation de la fraction des fines ; en optant pour une autre méthode à savoir la déposition par sédimentation, l'échantillon montre un autre comportement : la résistance diminue jusqu'à une teneur en fines  $F_c = 30\%$  puis elle ré-augmente (figure 1.25a et 25b).

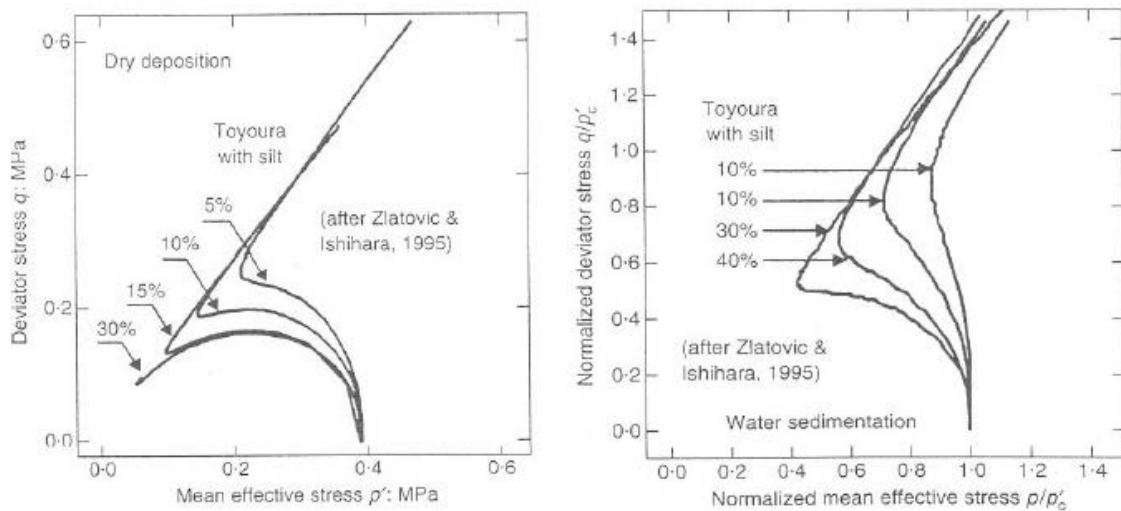


Figure 1.25 : Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sol ( Zlatovic et Ishihara, 1995).

- (a) Diminution de la résistance avec l'augmentation de la teneur en fines.
- (b) Diminution de la résistance puis ré-augmentation avec l'augmentation de la teneur en fines.

Nadia Benahmed et al. (2004) ont mis en évidence, sur le sable HostunRf, des différences de comportement significatives vis-à-vis du phénomène de liquéfaction statique. Le damage humide favorise l'initiation de l'instabilité par liquéfaction alors que la pluviation à sec donne un comportement plus stable (figure 1.26).

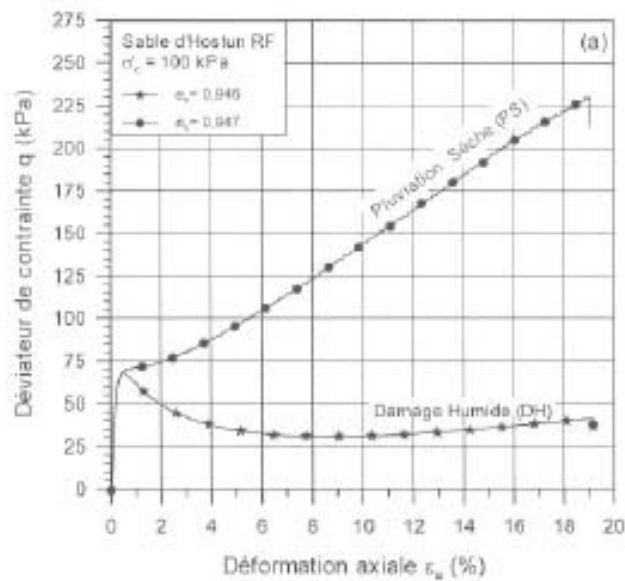


Figure 1.26 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al. 2004)

D'après Della et al. (2009), il montre que la méthode de préparation influe énormément sur la résistance non drainée d'un sol. Ces résultats sont illustrés dans la figure 1.27, les échantillons préparés par la méthode de déversement à sec présentent des résistances au cisaillement non drainé plus élevées que ceux préparés par la méthode humide. Cette diminution est due à la formation de macros-pores entre les grains de sol qui favorisent l'instabilité de l'échantillon.

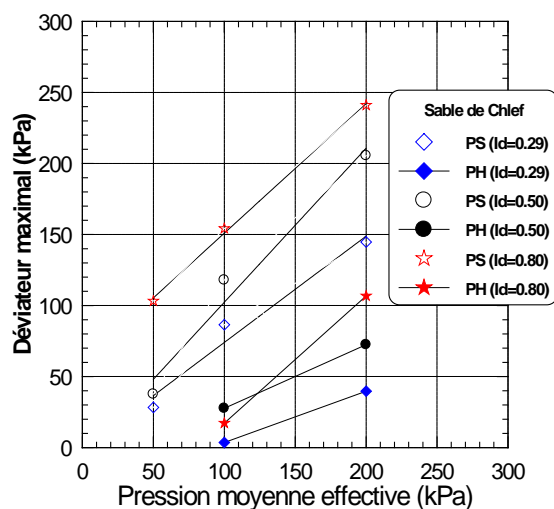


Figure I.27: Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal Della, 2009)

### I.6.6 Sur-consolidation

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takutsu, 1979, Seed et al. 1975; Seed et Peacock, 1971 ; Arab, 2008). La figure 1.28 montre les résultats obtenus par Ishihara et al. (1978) sur des sols ayant différentes teneurs en éléments fins. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente avec le rapport de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun, Bouferra (2000), a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles ; alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait 6 cycles pour obtenir la liquéfaction (figure 1.29).

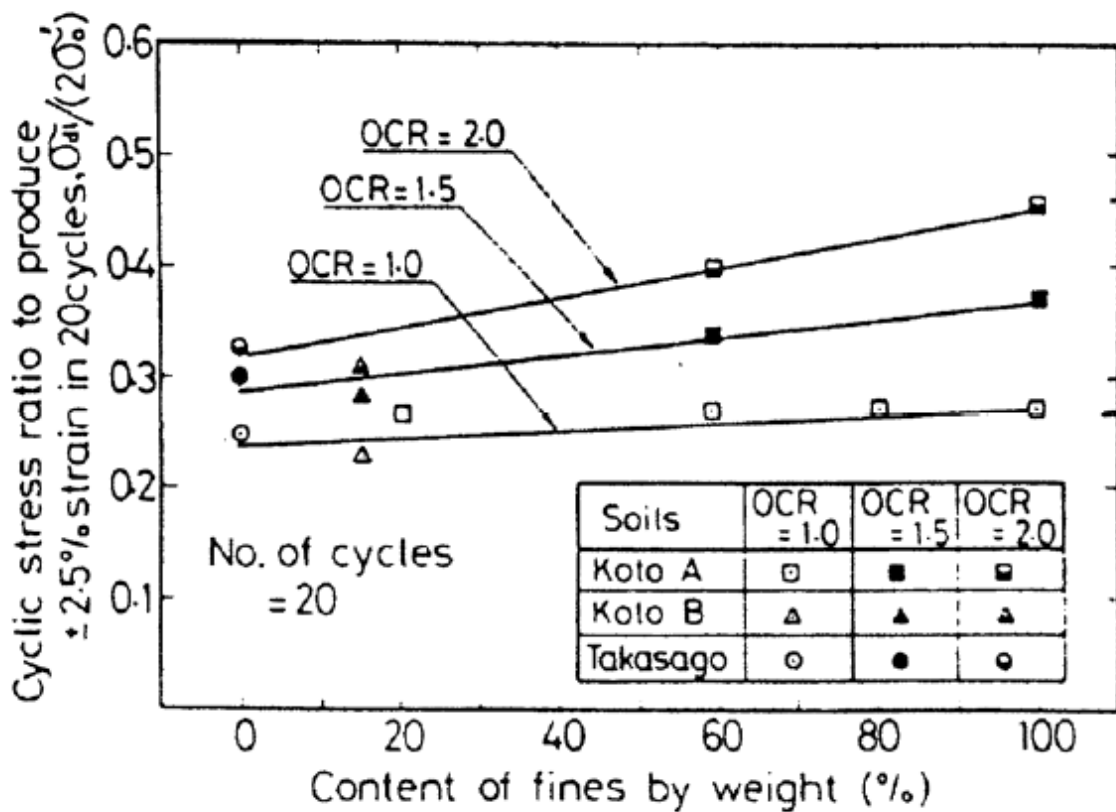


Figure 1.28 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.,1978).

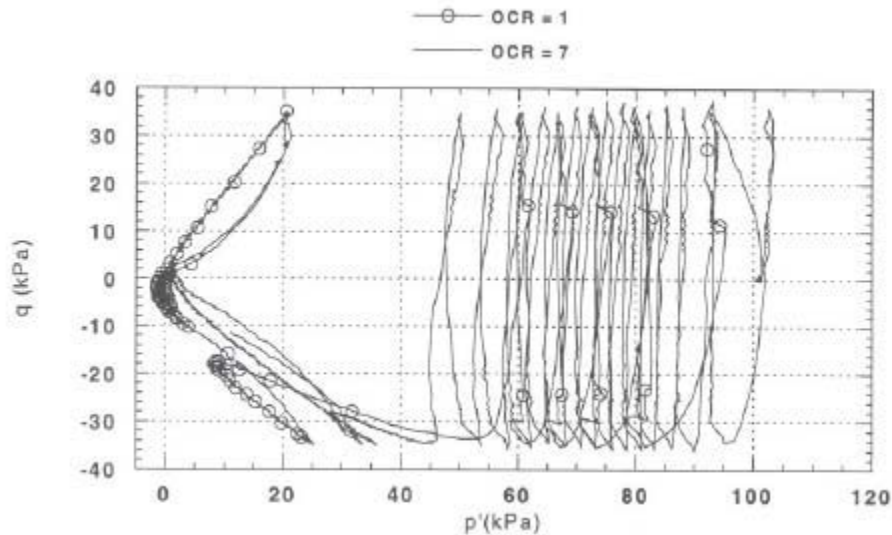


Figure 1.29 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2000)

La figure 1.30 montre très clairement que la surconsolidation du sol atténue le taux d'augmentation de la pression d'eau, ce qui a pour effet de retarder la liquéfaction (Arab, 2008). La figure 1.31 montre l'influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction (Arab, 2008) sur des essais triaxiaux réalisés sur un mélange de sable de Rass-Limon ; elle confirme bien les résultats présentés ci-dessus trouvés par Ishihara et al. (1978) et Bouferra (2000), à savoir que la surconsolidation du sol augmente leur résistance à la liquéfaction. 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.

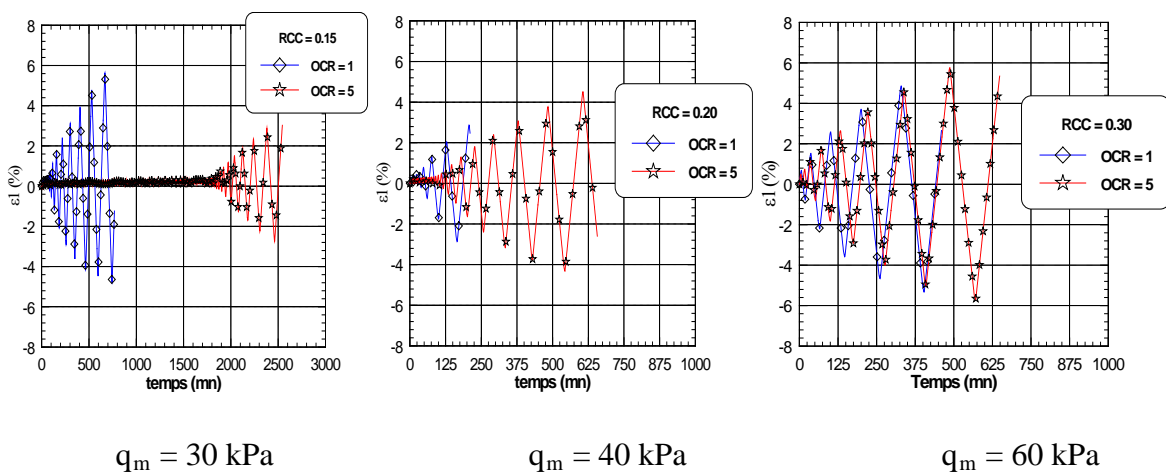


Figure 1.30: Influence de la surconsolidation sur le comportement non drainé du mélange Rass-SM (Arab et al ; 2008)



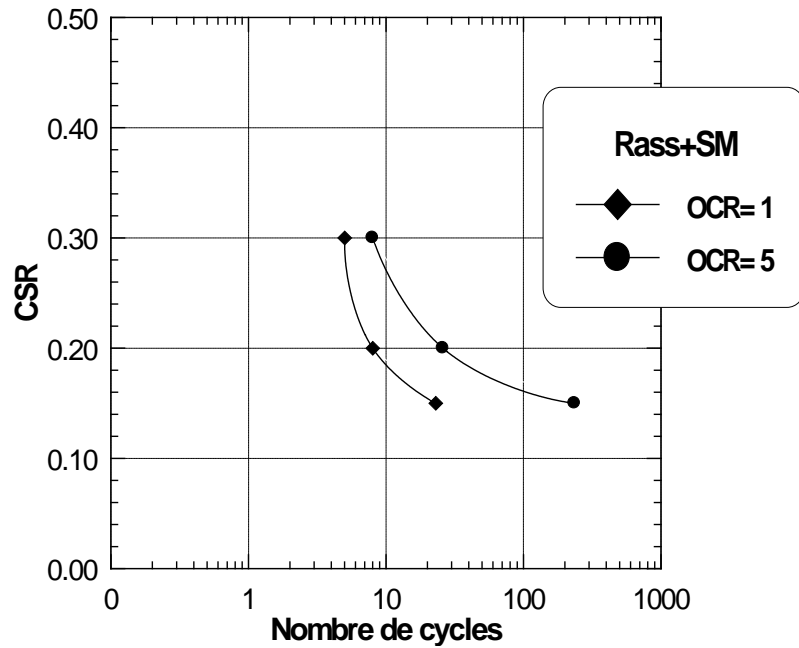


Figure 1.31 : Influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-SM (FC = 10%) (Arab et al ; 2008)

### I.6.7 Coefficient des terres au repos $K_0$

L'état de contrainte initial d'un élément de sol au repos à une profondeur  $H$ , est défini par les contraintes effectives  $\sigma'_h$  et  $\sigma'_v$  régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s'appliquent respectivement sur la facette verticale et aussi sur la facette horizontale figure 1.32

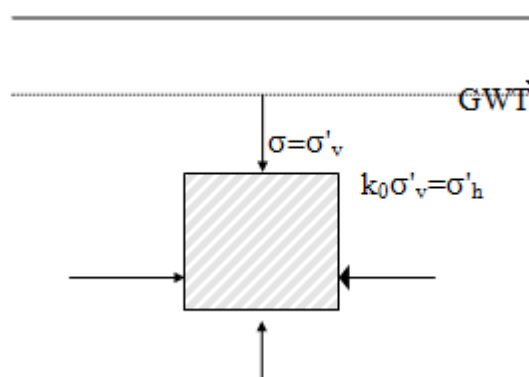


Figure 1.32: Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos

$K_0$  = Coefficient des terres au repos.

$\sigma'_h$  = Contrainte effective horizontale.

$\sigma'_v$  = Contrainte effective verticale.

La résistance au cisaillement cyclique est fortement influencée par le coefficient  $K_0$ , nous pouvons remarquer sur la figure 1.33 établie par Seed et Peacock (1971) que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec  $K_0$ . Comme le coefficient  $K_0$  croît 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.

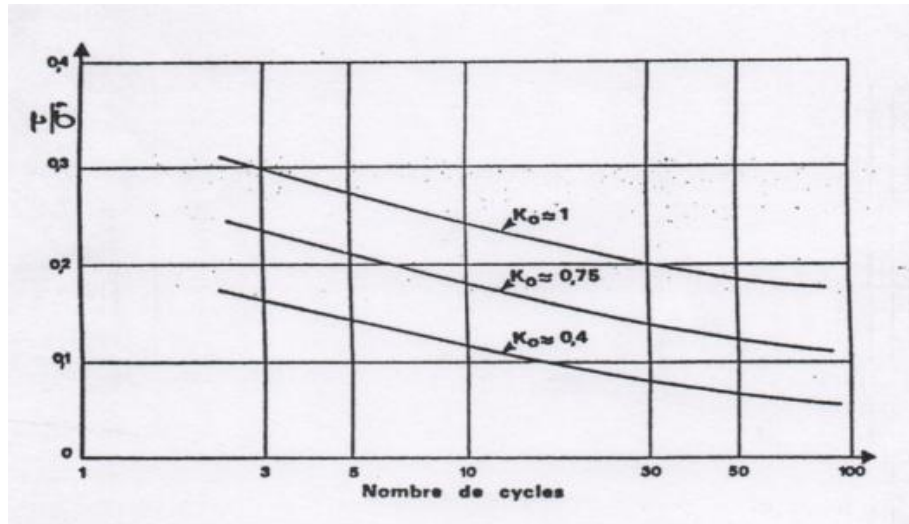


Figure 1.33 : Influence de  $K_0$  sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971)

$\tau_{hv}$ : Contrainte de cisaillement cyclique.

$\sigma'_0$ : Contrainte effective verticale.

$N$  : Nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon.

Ishihara (1985) a effectué des essais de torsion sur le sable de Fuji pour différentes valeurs du coefficient des terres au repos  $K_0$ . Les résultats obtenus sont représentés dans la figure 1-34a, il ressort de cette analyse que la résistance à la liquéfaction croît avec le coefficient des terres au repos  $K_0$ . La figure 1-34b montre les résultats obtenus par Ishihara dans un diagramme qui donne l'évolution de la résistance cyclique rapportée à la contrainte effective moyenne  $\sigma'_c$  ( $(1+2K_0) \sigma'_c/3$ ) en fonction du nombre de cycle menant à la liquéfaction. On note que les résultats obtenus sont sur une courbe, ceci permet de prendre en compte d'une manière simple l'influence de  $K_0$  sur le potentiel de liquéfaction.

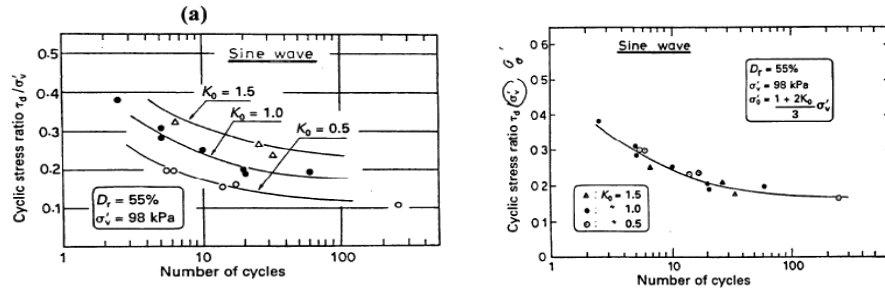


Figure 1.34 : Influence du rapport  $K_0$  sur la résistance à la liquéfaction des sols

(Ishihara, 1985).

### I.6.8 Pré-chargement

Wichmann et al. (2005) trouve qu'un échantillon sans pré cisaillement initial atteint la liquéfaction au bout de 5 cycles, alors qu'il l'atteint après 8 cycles pour un échantillon pré cisailé avec un déviateur d'amplitude  $q_{am} = 30 \text{ kPa}$  et un nombre de cycles  $N_{précis.} = 8$ . Le pré cisaillement avec un  $q_{am} = 50 \text{ kPa}$  et  $N_{précis.} = 10$  cycles retarde la liquéfaction et l'atteint après 43 et 205 cycles pour le  $q_{am} = 50 \text{ kPa}$  et  $N_{précis.} = 100$  cycles (figures 1.35).

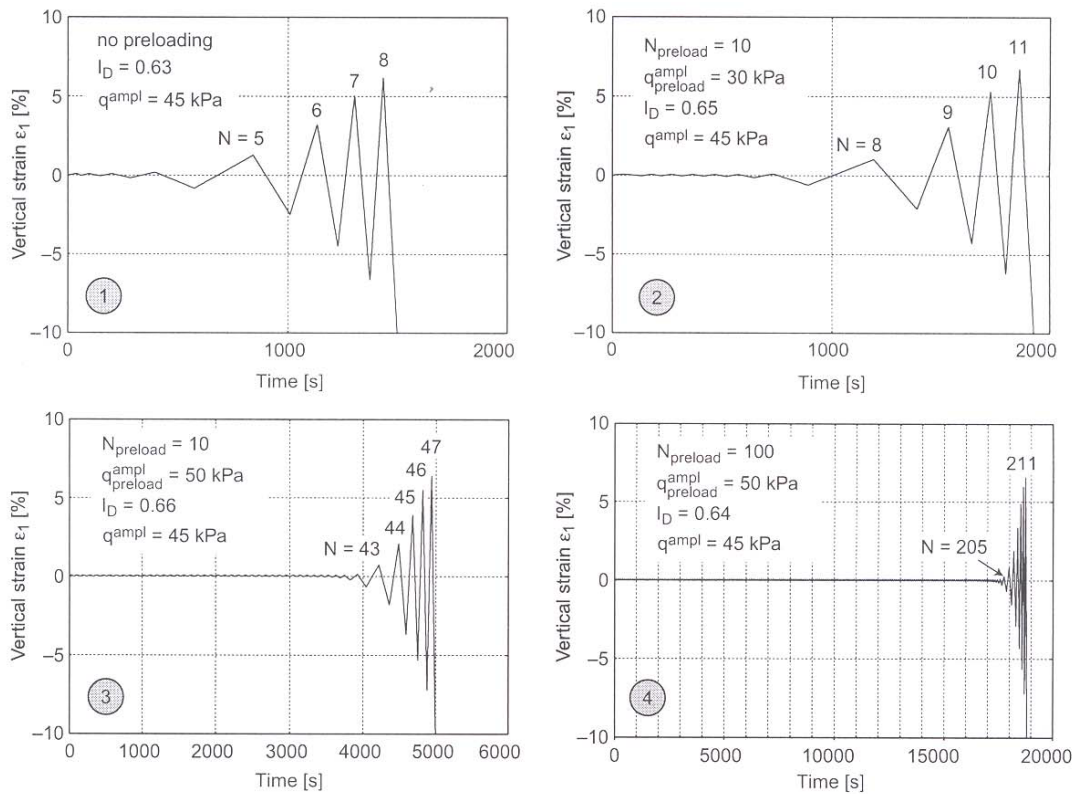


Figure 1.35 : Influence du pré-cisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction (Wichmann et al. 2005).

Selon A. Arab (2008) en réalisant deux séries des essais sur des échantillons ayant subi un pré chargement cyclique drainé d'un mélange sable de Rass-limon SM (FC=10%) pour d'étudier l'influence d'un pré-chargement cyclique sur le potentiel de liquéfaction. On constate dans la figure I.36 que le pré-chargement cyclique améliore la résistance à la liquéfaction 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 dilatance.

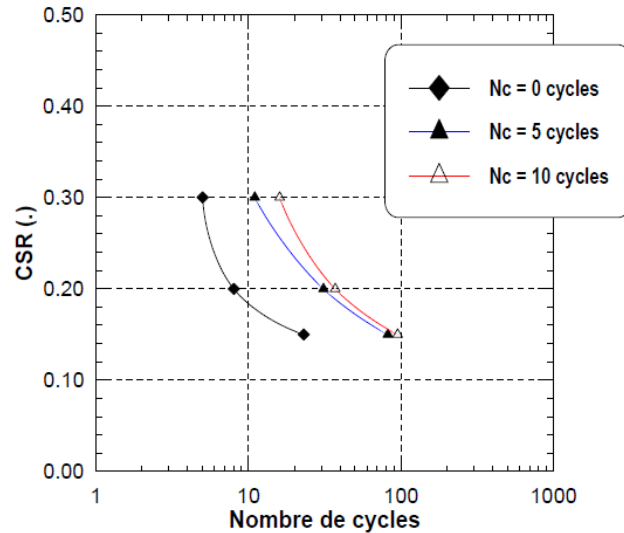


Figure. I.36 : influence d'un pré-chargement cyclique sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-limon SM (Arab, 2008)

### I.7 Influence de la saturation

Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient de Skempton qui peut être lié au degré de saturation par la relation suivante (Lade et Hernandez 1977):

$$B = \frac{1}{1 + nK_s \left[ \frac{S_r}{K_w} + \frac{(1 - S_r)}{u_a} \right]}$$

$K_s$  Et  $K_w$  désignant les modules des déformations volumiques du squelette solide et de l'eau;  $n$  est la porosité;  $u_a$  est la pression interstitielle.

Mullilis et al. (1978) et Tatsuoka et al. (1986) ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient de Skempton B. Par contre, pour des matériaux plus raides, le problème semble moins critique. Shérif et al. (1977) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considérés saturé si la valeur de B dépasse 0,80 ; Chaney (1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, P.Giroud et D.Cordary dans les annales de ITBTP N°335 de Janvier 1976 note que pour des valeurs de B supérieures à 0,85 le degré de saturation est très voisin de 1.

La figure 1.37 montre l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, cette influence a été étudiée par Martin et al. (1978). On constate que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la diminution du degré de saturation. Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Toyoura de densité moyenne ( $D_r = 60\%$ ) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation (Yoshimi, 1989). Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 1.38. On note que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols: Avec un coefficient B supérieur à 0,8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la liquéfaction; par contre, il faut huit cycles pour la liquéfaction du sol ayant un coefficient B proche de 0,5.

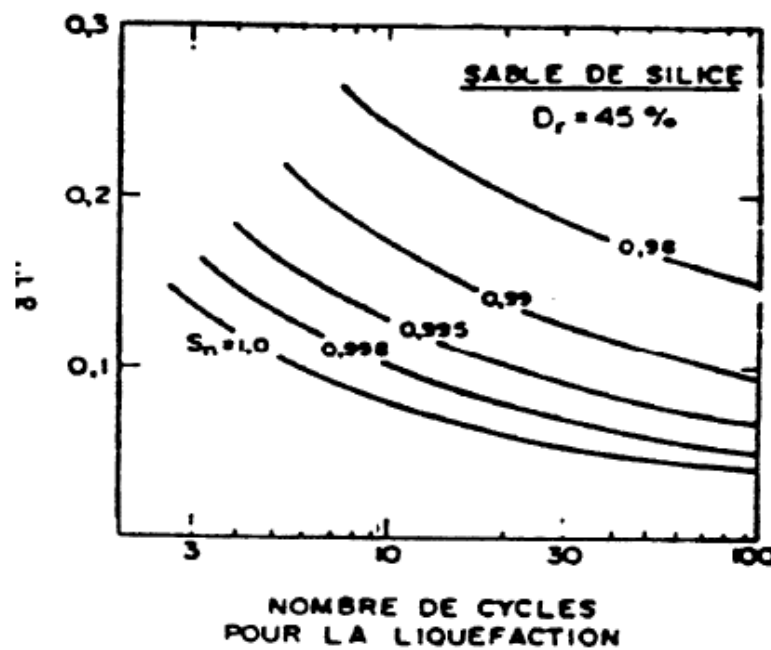


Figure 1.37 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique,

Martin et al. (1978)

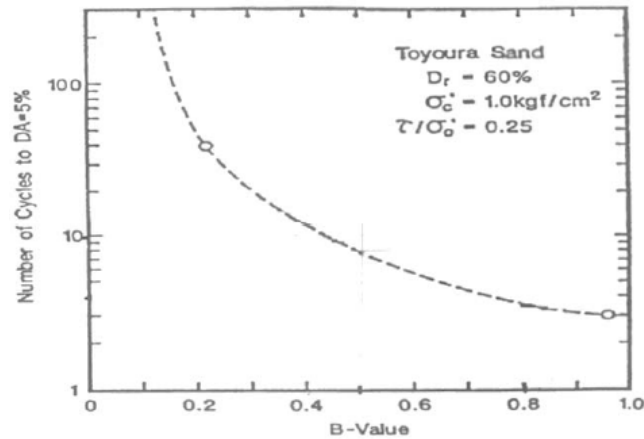


Figure 1.38 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yochimi et al. (1989)

La figure I.39 montre l'influence du coefficient de Skempton B sur le potentiel de liquéfaction (Arab, 2008 et 2011). 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. On remarque que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B.

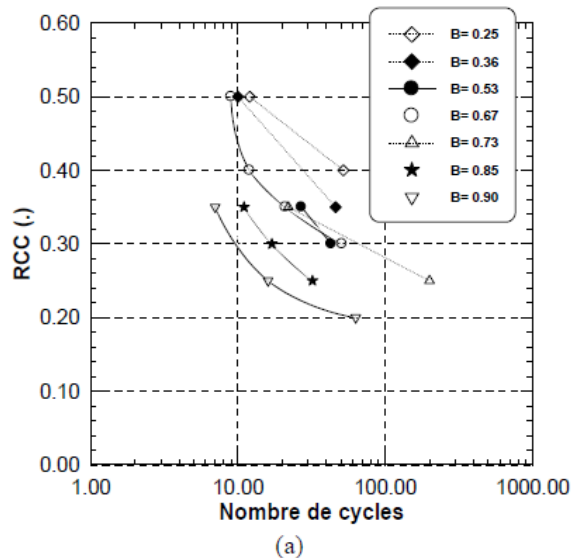


Figure I.39 : influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur le comportement non drainé du sable d'Hostun RF (Arab, 2008)

La figure 1.40 élaborée par Pecker (1984) montre que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croît de 50%. Donc au cours des essais à effectuer au niveau du laboratoire, il est impératif de s'assurer de la parfaite saturation des échantillons.

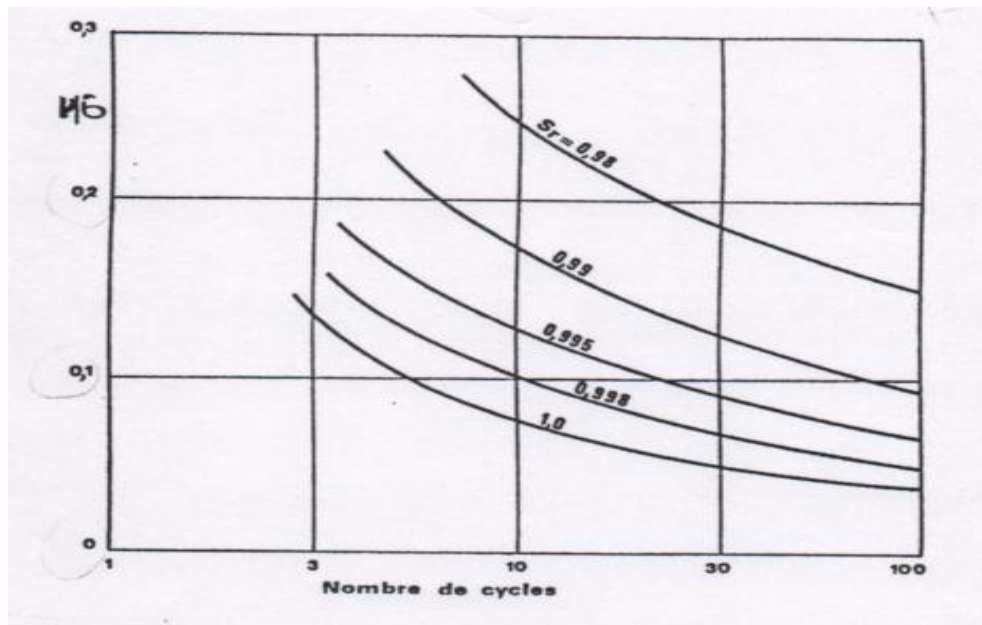


Figure 1.40 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction

(D'après Pecker, 1984)

## I.8 Conclusion

Le phénomène de liquéfaction est très important dans l'étude des sols soumis à des chargements monotone ou cyclique. C'est un phénomène très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il dépend de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, de la présence d'éléments fins densité relative, confinement, pré-chargement, saturation, surconsolidation. Pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol ; cela dépend des combinaisons des propriétés du sol, des facteurs environnants, géologie, profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement.

La bonne compréhension de ce phénomène et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse et la stabilité des sols.



Dans le prochain chapitre, nous allons étudier d'une manière détaillée à l'aide de l'appareil triaxial certains aspects de la liquéfaction, notamment l'influence de la contrainte de confinement sur un sable partiellement saturé, de la présence des fines non plastiques, et de la densité relative.

*Chapitre II :*  
*Dispositif Expérimentale et Mode Opérateur*

## **II.1 Introduction**

L'étude du comportement des sols nécessite la réalisation des essais en laboratoire en utilisant des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire fiable. Dans ce chapitre, on présente d'abord le dispositif utilisé, il s'agit de la cellule de Bishop 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 frottement. Le chapitre décrit également le mode opératoire suivi et donne les caractéristiques des matériaux étudiés. Les essais ont été réalisés au laboratoire de dynamique des sols et structures de l'université de Chlef.

## **II.2 Dispositif expérimental**

Dans cette étude l'appareil triaxial de révolution a été utilisé pour la réalisation de l'ensemble des séries d'essais de cette étude que ce soit monotones ou cycliques. Cet appareil est l'un des plus utilisés dans les études en géotechnique vu les avantages qu'il présente à savoir :

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

## **II.3- Présentation générale :**

Le schéma du dispositif du triaxial dynamique est présenté sur la figure 2-1. Il comprend une cellule triaxiale montée sur un bâti. Elle permet, grâce à un système d'asservissement, de réaliser des essais monotones et dynamiques avec une fréquence allant de 0.001 à 2 Hz sur chemin contrôlé en contraintes ou déformations avec des vitesses de sollicitations variables (fig.2.1 et 2.2). IL comprend:

- Cellule triaxiale autonome type Bishop et (Wesley, 1975),
- Deux contrôleurs de pression/volume type GDS (200cc),
- Boite d'acquisition type DTI (Data Transducer Interface),
- Un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et

L'acquisition des mesures.

- Une pompe à vide reliée à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée,

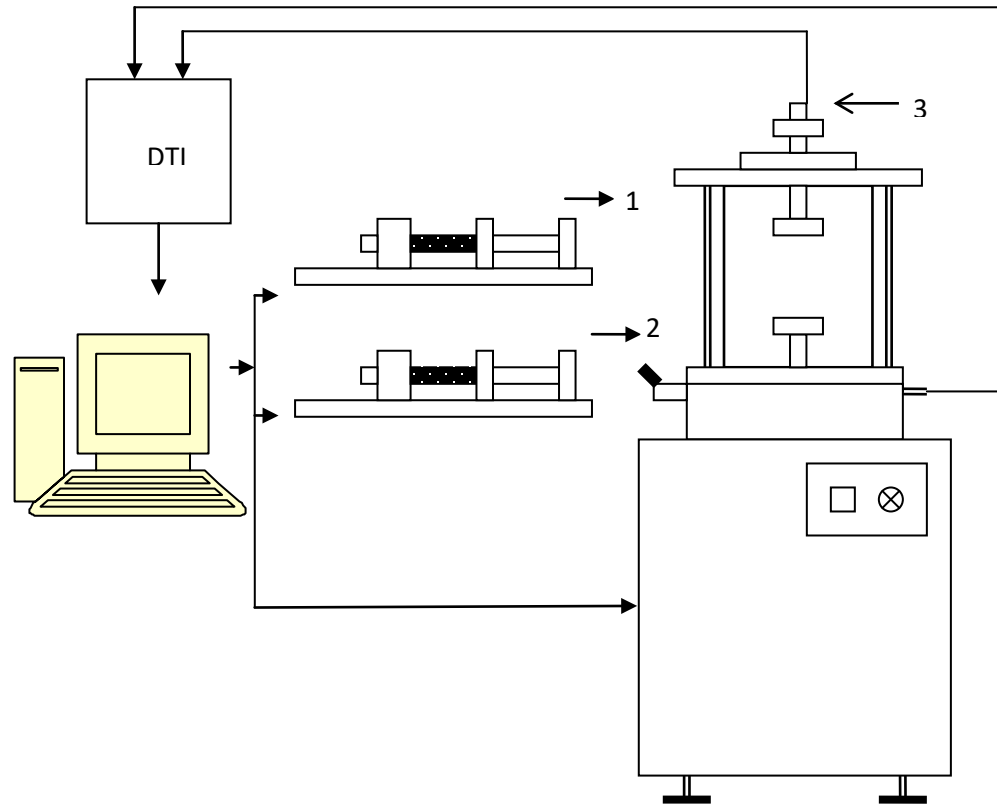


Figure II-1: Schéma du dispositif expérimental utilisé.

- (1) application de la pression dans la cellule.
- (2) contrôle de la pression interstitielle ou variation de volume de l'échantillon.
- (3) contrôle du déviateur.



Figure II.2: Vue de l'ensemble du dispositif expérimental (Appareil triaxial dynamique 2Hz)

Le schéma de la cellule de Bishop est présenté dans la figure 2.3. 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 contrôlée par un moteur pas à pas. 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 est déduits directement de la pression et de la variation de volume dans la chambre.

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. Il sert à contrôler la pression ou les variations de volume de l'échantillon.

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.

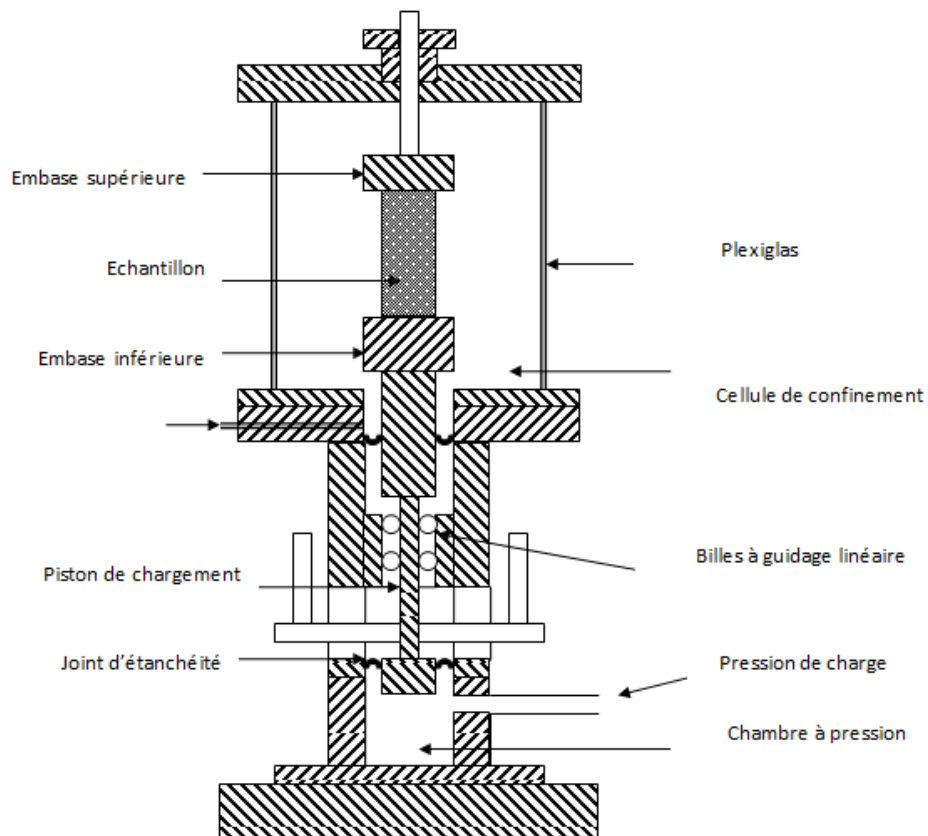


Figure II.3 : Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée

#### II.4 Moule de fabrication des échantillons :

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi-cylindriques (figure 2.4). Les deux coquilles peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Dans le but de maintenir la manchette en latex le long des parois du moule, quatre conduits d'aspiration sont percés dans les coquilles. Ces conduits communiquent avec l'intérieur du moule par des rangées de petits trous (1mm de diamètre). Ils sont reliés à des tuyaux souples qui sont assemblés dans un seul tube. Ce dernier peut être raccordé à une pompe à vide.

Sachant que l'épaisseur de la manchette est de 0.3mm, il est prévu qu'on fabrique avec ce moule des échantillons de 70mm de diamètre et de hauteur.

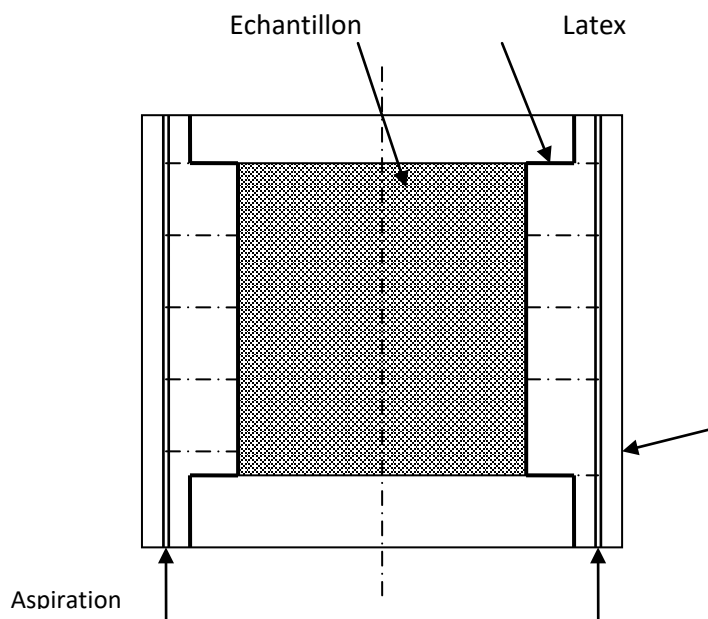


Figure II.4 : moule de fabrication des échantillons

#### II.5 Acquisition (Système de mesure) :

La chaîne d'acquisition est constituée d'un micro-ordinateur compatible PC relié, par une liaison type HP-IB (Norme IEEE 488). Le PC est relié directement par l'intermédiaire de la carte HP-IB aux deux contrôleurs GDS, à la boîte DTI (Data

TransducerInterface) centrale d'acquisition munie d'une carte analogique et reçoit des signaux des capteurs de force, de déplacement et de pression interstitielle.

Ce dispositif permet de mesurer à savoir :

- La variation de la force axiale ( $\Delta F$ ),
- La variation de la hauteur de l'échantillon ( $\Delta H$ ),
- La variation de volume de l'échantillon ( $\Delta V$ ),
- La pression interstitielle ( $U$ ),
- La pression de confinement dans la cellule ( $\sigma_c$ ).

A partir de ces mesures et des caractéristiques de l'échantillon (hauteur  $H_0$  et volume  $V_0$ ), on peut calculer les variables caractérisant l'évolution de l'échantillon :

- déformation axiale :  $\varepsilon_a = \Delta H / H_0$
- déformation volumique :  $\varepsilon_v = \Delta V / V_0$
- déviateur :  $q = \Delta F / S$  avec  $S = V / H = (V_0 - \Delta V) / (H_0 - \Delta H)$

## II.6 Système de mesure

### II.6.1 Mesure des variations de volume de l'échantillon et application de la pression de confinement :

La mesure des variations de volume des échantillons et la mise en pression de la cellule sont effectuées à l'aide de deux contrôleurs de pression et de volume (GDS). Il s'agit d'une pompe hydraulique contrôlée par un microprocesseur (Menzies, 1988). Ce contrôleur permet de régler et de mesurer la pression et la variation de volume d'un fluide. Il est présenté schématiquement dans la figure 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 exercer la pression de confinement dans la cellule.

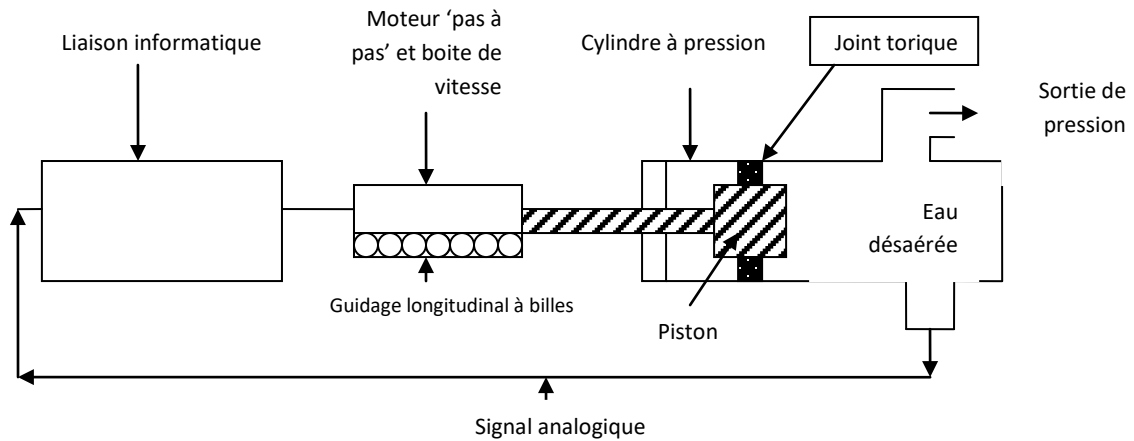


Figure II.5 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988).

## II.7 Système d'anti frettage

Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon plusieurs chercheurs (Lee 1978, Robinet et al. 1983, Tatsuoka et al. 1984, Colliat 1986 et Al Mahmoud 1997) 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 (figure 2.6) :

- une surface lisse de Téflon couvrant les embases,
- une couche de graisse de Silicone <<KS63G>> (environ 50  $\mu$  d'épaisseur),
- un disque de latex de 0.2mm d'épaisseur sur chaque embase.

Ce système a été utilisé dans ce travail.



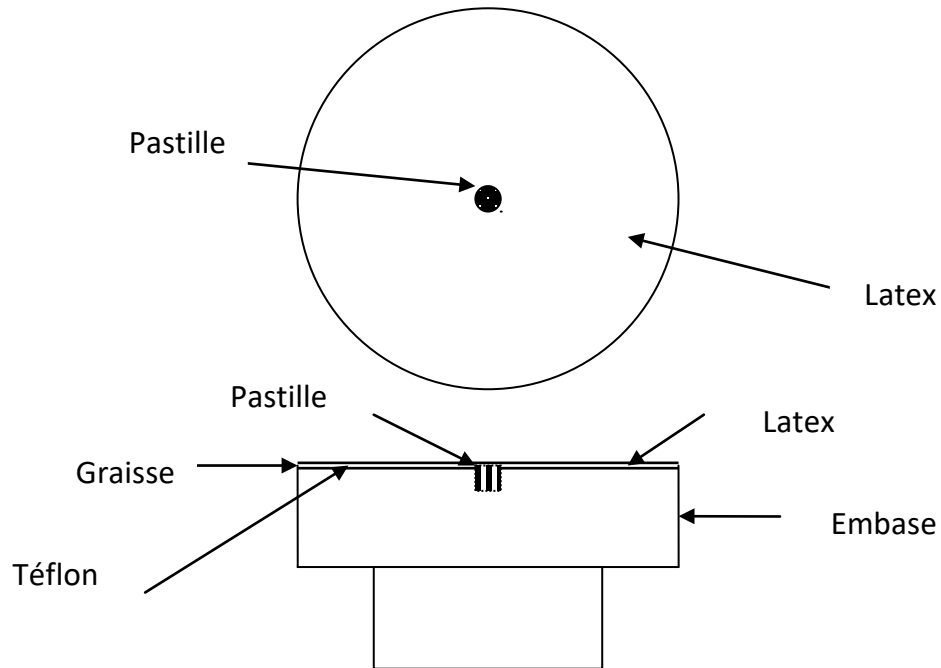


Figure II.6: Système d'anti frettage utilisé

## II.8 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 emboiter 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.

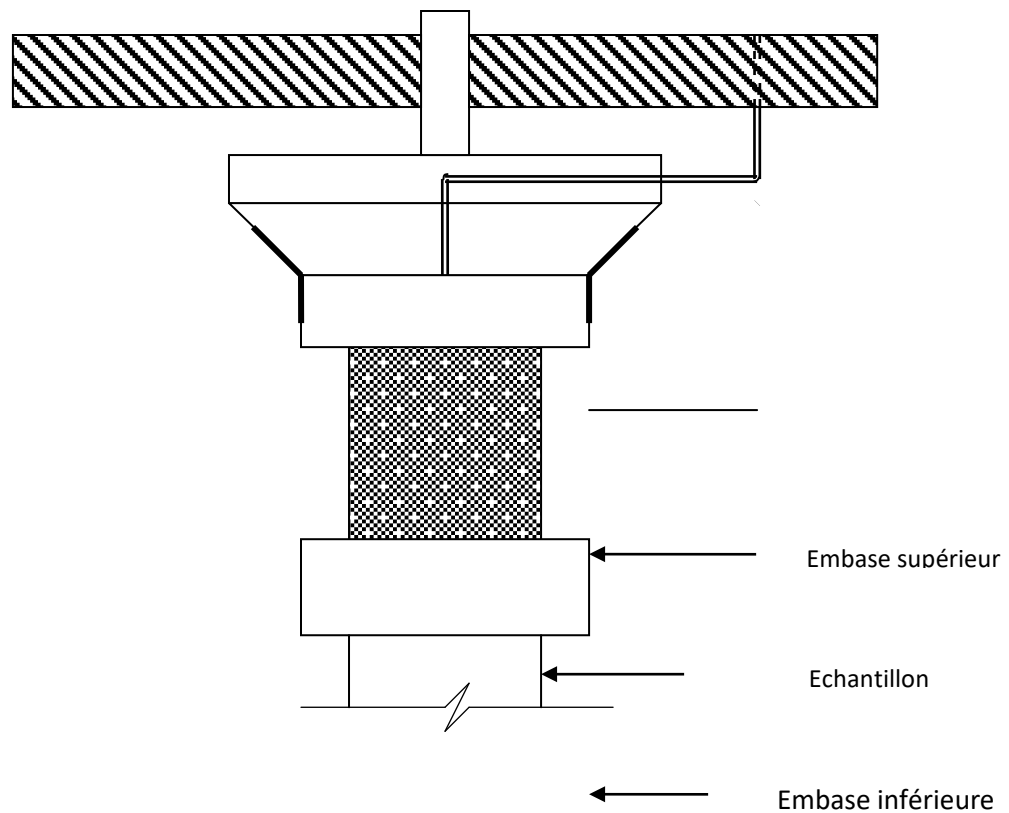


Figure II.7: Système d'accrochage utilisé

## II.9 Mode opératoire

### II.9.1 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.

On met en place de la manchette de 0,2mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour pouvoir avoir 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 (fig. 2.7). Après remplissage, on procède à la mise en place de l'embase supérieure (fig. 2.8a); on retire délicatement les deux coquilles pour ne pas perturber la structure initiale de l'échantillon (fig. 2.8b). On met en place la cellule et on procède au remplissage avec de l'eau désaérée (fig. 2.9). L'évaluation de la densité des éprouvettes doit être réalisée avec une bonne précision, selon l'expression (1) :

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

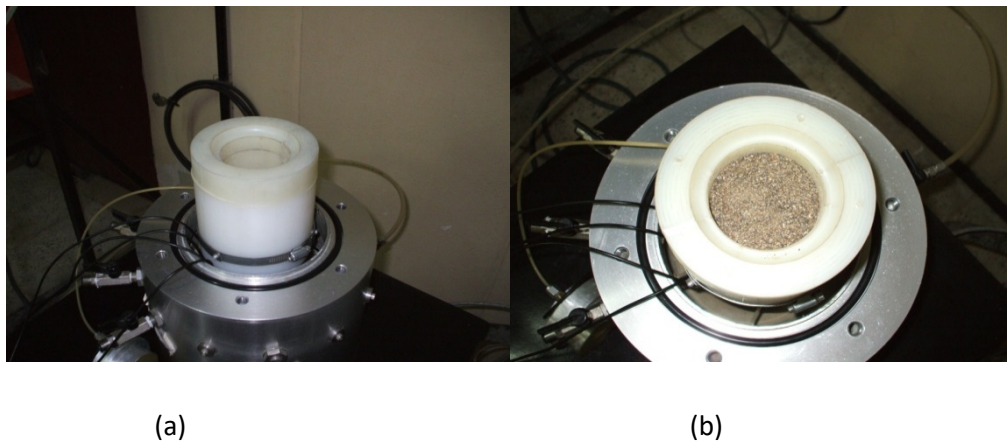


Figure II.8 : Plaquage de la membrane et remplissage du moule.



(a)

(b)

Figure II.9 : Mise en place de l'embase et démoulage.



Figure II.10: Mise en place et remplissage de la cellule.

## II.10 Déversement à sec (DS)

Dans notre étude on a utilisé la méthode de déversement à sec, 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 ne soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir.

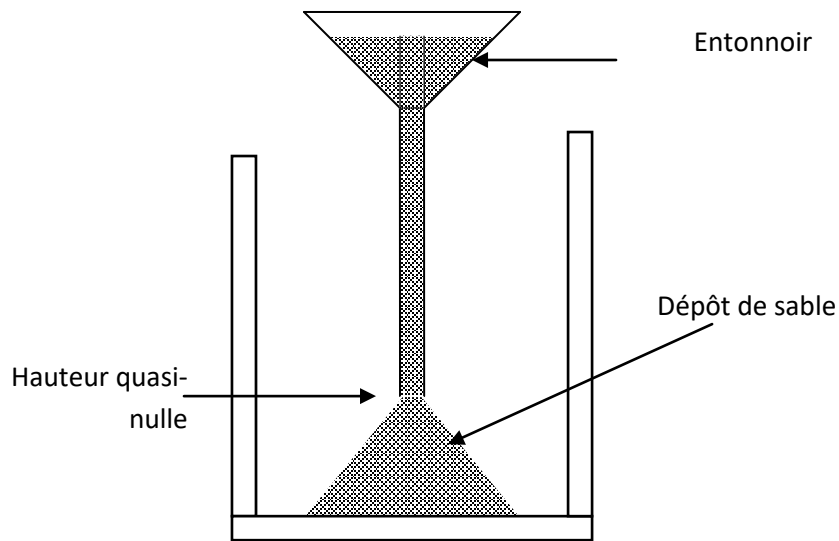


Figure II.11 : Mise en place du matériau dans le moule (déversement à sec)

## II.11 Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car sa qualité conditionne 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 toujours 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  $\text{CO}_2$  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 1 heure. 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.

## II.12 Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer parallèlement 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 microbulles 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 B mesuré est égal à  $\frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma}$ . On donne un incrément  $\Delta\sigma$  de 100 kPa au GDS1 relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle  $\Delta\mu$  dans par le GDS2 relié à l'échantillon.

## II.13 Application du déviateur

On fait descendre le piston de charge jusqu'à contact avec l'embase supérieure, puis on lance l'exécution du programme permettant d'afficher les mesures de déplacement et de la force axiale.

## II.14 Matériau Utilisé

### II.14.1 Sable

Le matériau utilisé dans ce travail est le sable d'Oued Chlef. Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville de Chlef. Ce sable est un sable alluvionnaire. Le sable de Chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen  $D_{50} = 0,61\text{mm}$ . La figure 2.11 : montre la courbe granulométrique du matériau utilisé, cette courbe a été obtenue par tamisage sur une série complète de tamis. Le tableau II-1 donne les caractéristiques de ce sable à savoir: compacités maximale, et minimale, poids volumique des grains solides, etc....

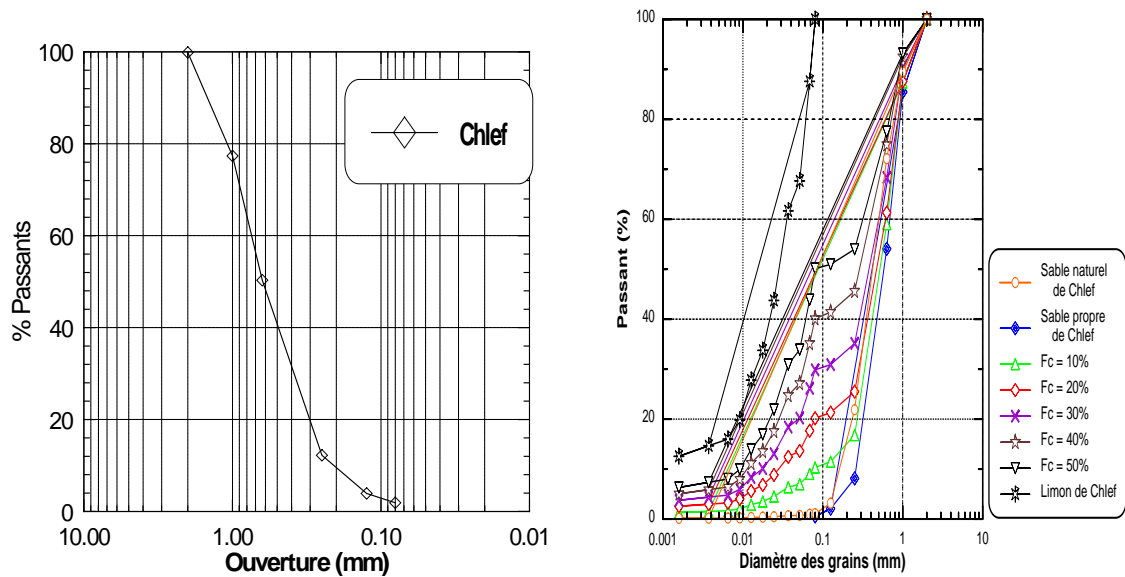


Figure II.12 : Courbes granulométriques des matériaux utilisés

Tableau II-1 : Propriétés des matériaux utilisés.

Matériaux	Fc (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{\min}$	$e_{\max}$	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>50</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>
Sable propre	0	2.670	0.535	0.854	0.225	0.413	0.610	0.760	3.380	0.999
	10	2.654	0.536	0.703	0.077	0.369	0.549	0.643	8.304	2.733
Sable limoneux (Sable propre + limon)	20	2.655	0.458	0.697	0.029	0.298	0.510	0.616	21.622	5.058
	30	2.657	0.449	0.687	0.017	0.087	0.420	0.535	30.630	0.811
	40	2.658	0.504	0.759	0.011	0.057	0.307	0.437	38.305	0.662
	50	2.660	0.594	0.876	0.009	0.036	0.080	0.347	37.818	0.397
Limon	100	2.667	0.991	1.563	/	0.015	0.029	0.036	/	/

### II.15 Tests de répétabilité

Afin de tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais non drainés monotones sur le sol de Chlef. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure 2.12. On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

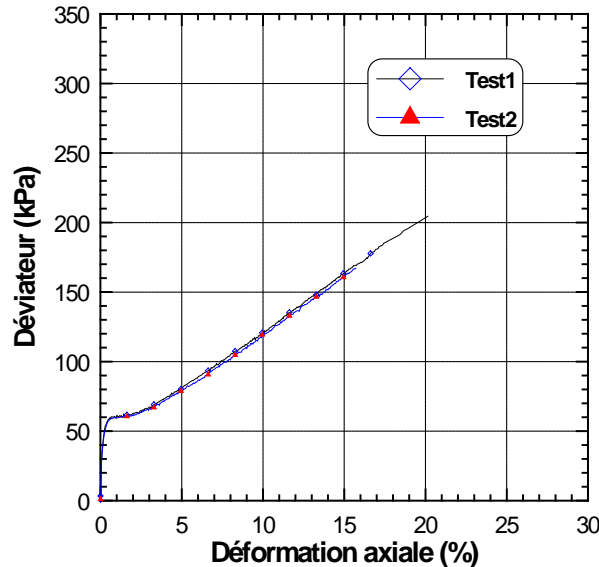


Figure II.13: Essais de répétabilité sur sable de Chlef

### II.16 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement du sable et sol partiellement saturé sous chargement monotone et cyclique non drainé. 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. Le mode opératoire suivi a été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs. Il nous a permis 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 tests de répétabilité.

Le chapitre a également décrit les caractéristiques du sable étudié dans ce mémoire ainsi que la technique de déposition à sec utilisée dans cette étude.



Dans les chapitres suivants nous allons étudier le comportement de ce matériau en mettant l'accent sur l'influence de la saturation.

## *Chapitre III*

### *- Influence de la Contrainte de Confinement*

### **III.1 Introduction**

Ce chapitre présente les résultats des essais en laboratoire sur l'influence de la qualité de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B sur la réponse non drainée du sable de Chlef naturel. Ces essais nous permettent de bien comprendre l'effet de la saturation et du confinement sur l'effort de cisaillement non drainé. Les essais ont été réalisés sur des échantillons de sable avec différents degrés de saturation et cisailés sous des contraintes de confinement  $\sigma_c = 50, 100$  and  $200$  kPa et de densité relative  $D_r = 50\%$ .

### **III.2 Influence de la contrainte de confinement**

#### **III.2.1 Degré de saturation B=10%**

La figure 3.1a illustre les résultats des monotone non drainé sur le sable de Chlef cisailés sous des contraintes de confinement  $\sigma_c = 50, 100$  and  $200$  kPa avec un coefficient de Skempton  $B = 10\%$ . Il est clair d'après ces figures que l'effort de cisaillement non drainé du sable augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la Contrainte de confinement. Le déviateur de Contrainte ( $q$ ) atteint les valeurs de 225, 250 et 275 pour  $\sigma_c = 50, 100$  and  $200$  kPa respectivement. La figure 3.1b illustre la variation de la pression interstitielle en fonction de la Contrainte de confinement, on note ici l'augmentation de la pression interstitielle avec l'augmentation de la Contrainte de confinement. La figure 3.1c montre l'évolution du déviateur de Contrainte en fonction de la pression moyenne effective, on note aussi que l'évolution du chemin de contrainte est asymptotique à la ligne de rupture.

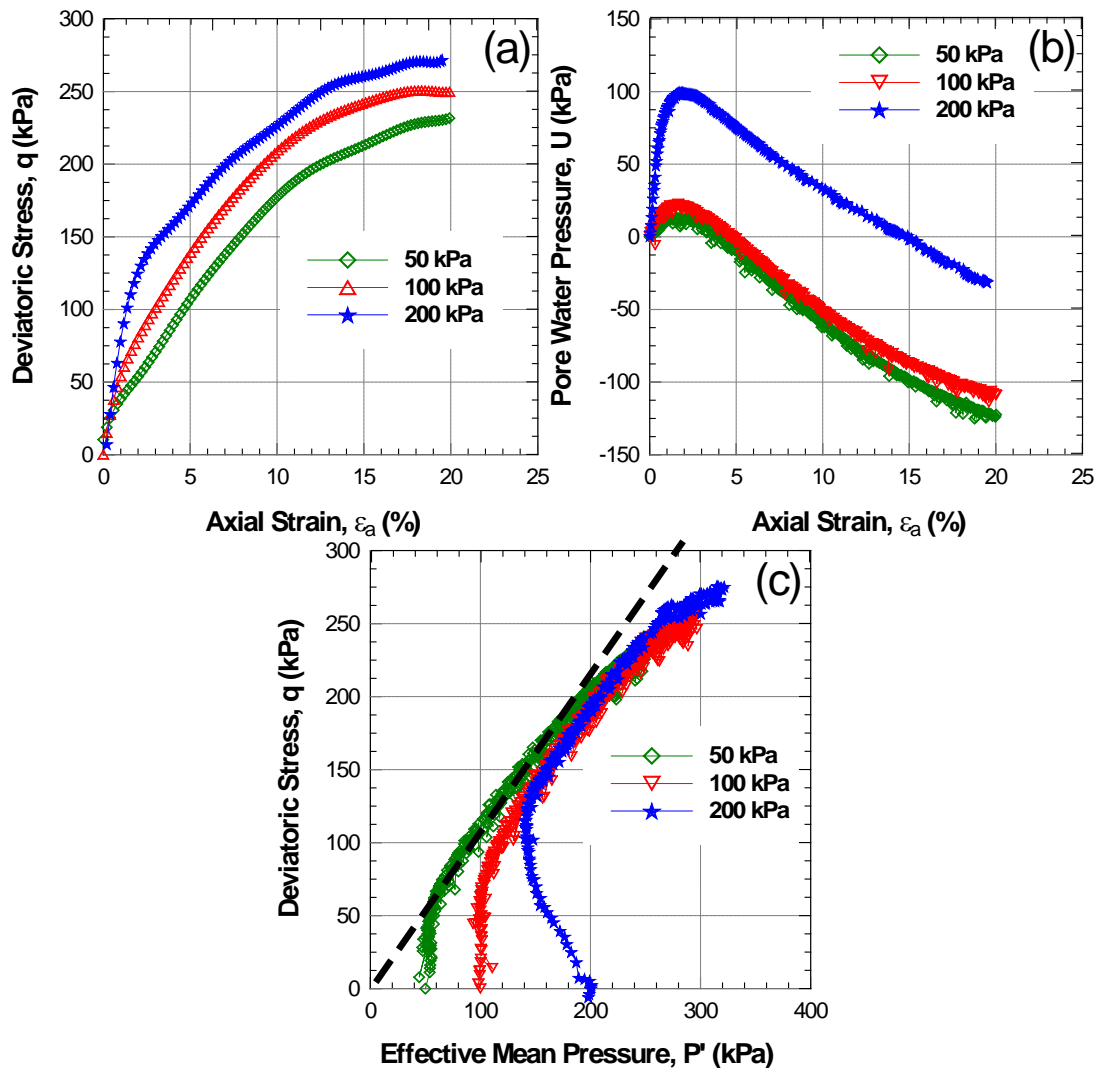


Figure III.1: Influence de la Contrainte de confinement pour un degré de saturation  $B = 10\%$  du sable de Chlef naturel

### III.2.2 Degré de saturation $B=50\%$

La figure 3.2a illustre les résultats des monotone non drainé sur des échantillons de sable de Chlef avec un coefficient de Skempton  $B=50\%$  et cisailés sous des contraintes de confinement  $\sigma_c = 50, 100$  and  $200$  kPa. Il est à noter d'après ces figures que le déviateur de contrainte augmente de 175 à 200 et 250 kPa quand la Contrainte de confinement de 50, 100 et 200 kPa, la différence est très importante quand le confinement passé de 100 à 200 kPa. La figure 3.2b illustre l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. comme on peut voir ici l'augmentation de la Contrainte de confinement ( $\sigma_c$ ) induit une

augmentation de la pression interstitielle ( $u$ ). La figure 3.2c illustre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne effective, on note aussi que l'évolution du chemin de contrainte est asymptotique à la ligne de rupture  $L_r$ .

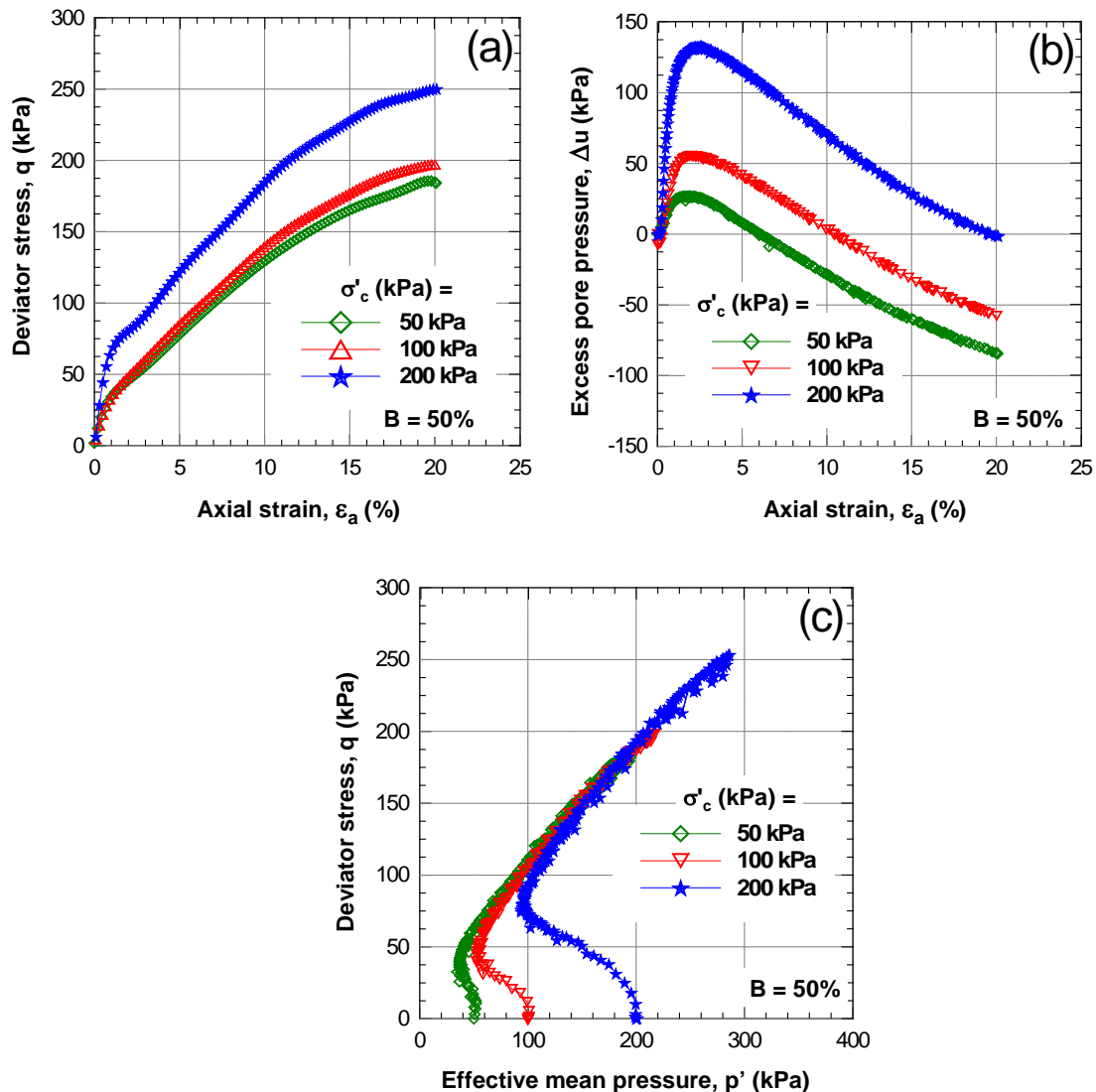


Figure III.2: Influence de la Contrainte de confinement pour un degré de saturation  $B = 50\%$  du sable de Chlef naturel

### III.2.3 Degré de saturation $B=90\%$

La figure 3.3a montre les résultats des monotone non drainé sur des échantillons de sable de Chlef avec un coefficient de Skempton  $B=90\%$  et cisailés sous des contraintes de confinement  $\sigma'_c = 50, 100$  and  $200$  kPa. Il est à noter à partir de ces figures une diminution du déviateur de Contrainte de  $150, 175$  et  $225$  kPa quand la contrainte de confinement augmente de  $50, 100$  et  $200$  kPa comparés aux résultats des échantillons avec un degré de saturation  $B=50\%$  où le déviateur de contrainte atteint des valeurs plus grandes  $q = 175, 200$  et  $250$  kPa, on voit clairement l'influence de l'augmentation du

degré de saturation avec l'augmentation de la résistance au cisaillement. La figure 3.3b illustre la variation de la pression interstitielle ( $u$ ) en fonction de la déformation axiale. D'après cette figure, on voit que l'augmentation de la Contrainte de confinement  $\sigma'_c$  induit une augmentation dans l'excès de pression interstitielle qui est plus grande par rapport aux échantillons avec un degré de saturation  $B=50\%$ . La figure 3.3c montre la variation du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne effective ( $p'$ ), on note ici le chemin de contrainte ( $q, p'$ ) est aussi asymptotique à la ligne de rupture  $L_r$ .

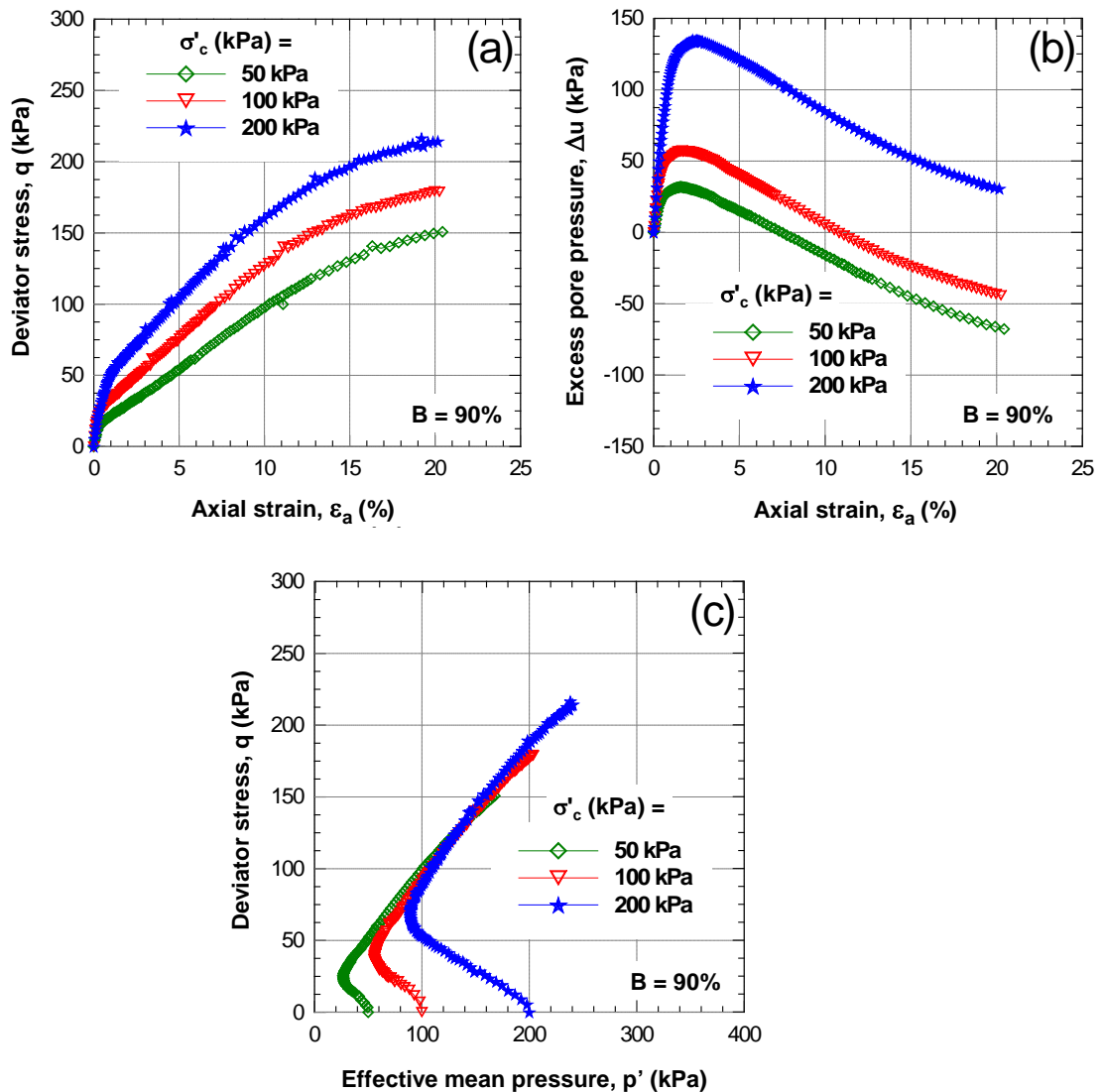


Figure III.3 : Influence de la Contrainte de confinement pour un degré de saturation  $B=90\%$  du sable de Chlef naturel

La figure III.4 illustre l'évolution du déviateur de contrainte maximal ( $q_{\max}$ ) en fonction de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ). On constate ici que l'évolution de l'effort de cisaillement maximal caractérisé par le déviateur de contrainte ( $q_{\max}$ ) augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation

de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ) et diminue avec l'augmentation du degré caractérisé par le coefficient de Skempton B. on trouve ici une bonne corrélation entre l'évolution du déviateur de Contrainte ( $q_{\max}$ ) et la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ). Les expressions suivantes sont suggérées pour évaluer l'effort de cisaillement maximal non drainé ( $q_{\max}$ ) en fonction de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ) (coefficient de corrélation:  $R^2 = 0.96$  for B= 10%,  $R^2 = 1.00$  for B= 50% and  $R^2 = 1.00$  for B= 90%).

- $q_{\max} = 0.32(\sigma'_c) + 212.50$  for B = 10%
  - $q_{\max} = 0.50(\sigma'_c) + 150$  for B = 50%
  - $q_{\max} = 0.50(\sigma'_c) + 125$  for B = 90%
- (1)

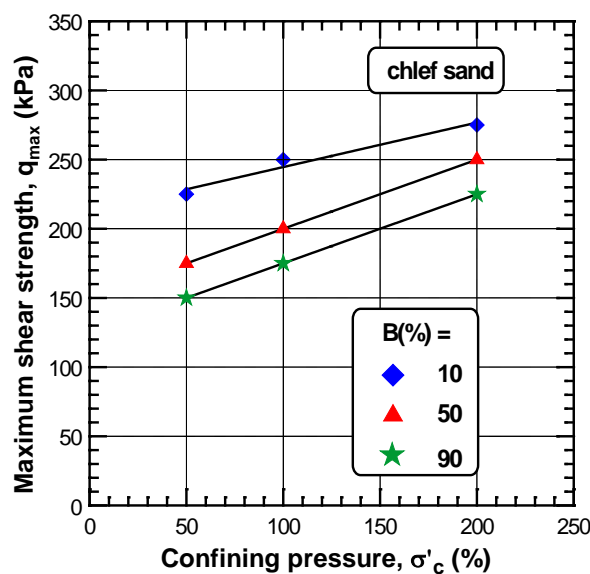


Figure III.4: Effort de cisaillement maximal ( $q_{\max}$ ) en fonction de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ )

La figure III.5 montre l'évolution de la pression interstitielle ( $u$ ) en fonction de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ), il est à noter que la pression interstitielle ( $u$ ) suit une progression exponentielle avec l'augmentation de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ), on trouve ici une très bonne corrélation entre la pression interstitielle ( $u$ ) et la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ). Les expressions suivantes sont proposées pour évaluer la variation de la pression interstitielle en fonction de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ) ( $R^2 = 0.997, 0.999, 0.996$  for  $\sigma_c = 50, 100$  and  $200$  kPa, respectivement).

- $\log(\Delta u) = 0.0143(\sigma'_c) + 1.73$  for B = 10%
  - $\log(\Delta u) = 0.0107(\sigma'_c) + 2.75$  for B = 50%
  - $\log(\Delta u) = 0.0097(\sigma'_c) + 3.02$  for B = 90%
- (2)

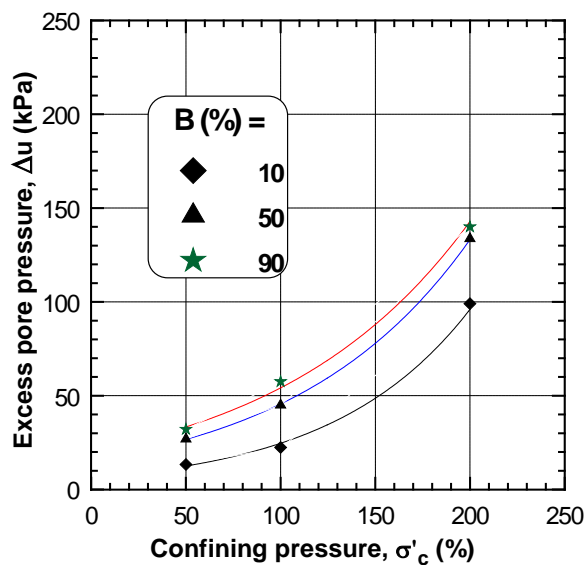


Figure III.5: Variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) au pic en fonction de la Contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ )

## III.2. Influence du degré de saturation

### III.2.1. Contrainte effective de confinement $\sigma'_c = 50$ kPa

La figure III.6a montre les résultats des essais de compression non drainés sur des échantillons avec différents degrés de saturation avec  $B = 9, 22, 49$  et  $91\%$ , et cisailés sous des contraintes effectives de confinement  $\sigma'_c = 50$  kPa. Il est à noter d'après ces figures que l'effort de cisaillement caractérisé par le déviateur de Contrainte ( $q$ ) diminue avec l'augmentation du degré de saturation ( $B$ ). Le déviateur de Contrainte ( $q$ ) atteint les valeurs de 241, 197, 188 et 150 kPa lorsque le degré de saturation  $B$  passe de 9, 22, 49 et 91%. Ces résultats sont en parfaite concordance avec ceux trouvés par Yoshimi (1989), Arab et al. (2011) et Arab et al. (2016).

La figure III.6b illustre la variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_a$ ); on trouve ici que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation du degré de saturation ( $B$ ). La figure 3.6c illustre le chemin de contrainte ( $q, p_c$ ), cette figure montre clairement le rôle de la saturation sur la réduction de la contrainte effective moyenne  $\sigma'_c$  et sur le déviateur de contrainte maximal.



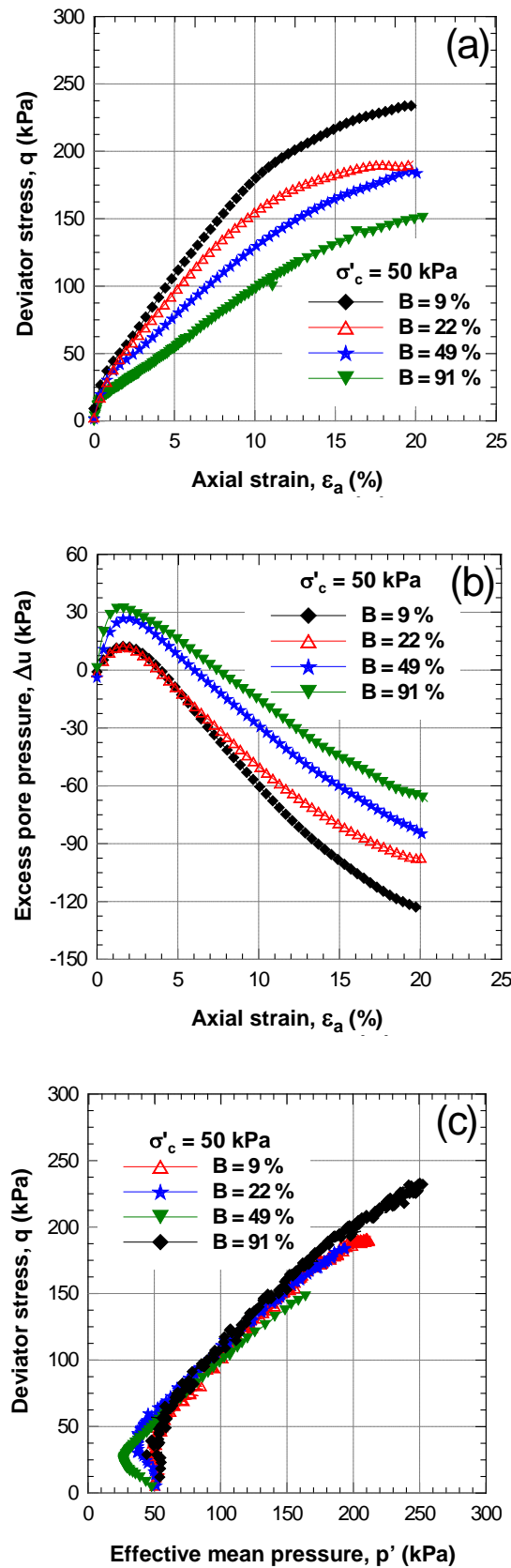
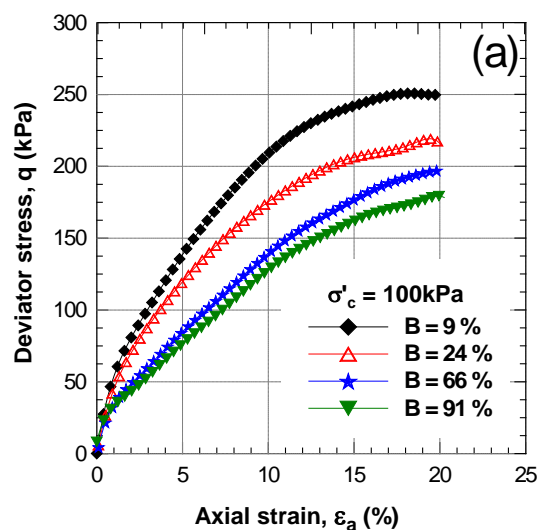


Figure III.6: Influence du degré de saturation B sur la réponse non drainé du sable de Chlef ( $\sigma'_c = 50$  kPa)

### III.2.2. Contrainte effective de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa

La figure III.7a montre les résultats des essais de compression non drainés sur des échantillons avec différents degrés de saturation avec  $B = 9, 24, 66$  et  $91\%$ , et cisailés sous une contrainte effective de confinement  $\sigma'_c = 100$  kPa. Il est à noter d'après ces figures que l'effort de cisaillement caractérisé par le déviateur de Contrainte ( $q$ ) diminue considérablement avec l'augmentation du degré de saturation ( $B$ ). Le déviateur de Contrainte ( $q$ ) atteint les valeurs de 250, 220, 198 et 180 kPa lorsque le degré de saturation  $B$  augmente de 9, 24, 66 et 91%. On voit bien ici dans cette figure le rôle du degré de saturation  $B$  dans la diminution de la résistance au cisaillement non drainé caractérisé par le déviateur de Contrainte maximal.

La figure III.7b illustre la variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\varepsilon_a$ ); on note ici que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation du degré de saturation ( $B$ ) et atteint les valeurs de 25 à 60 kPa lorsque le degré de saturation  $B$  passé de 9 à 91%. La figure 3.6c illustre le chemin de contrainte ( $q, p'_c$ ), cette figure montre clairement le rôle de la saturation sur la réduction de la contrainte effective moyenne  $\sigma'_c$  et sur le déviateur de contrainte maximal. La figure 3.7c illustre le chemin de Contrainte ( $q, p'$ ), dans cette figure on voit clairement le rôle de la saturation sur la réduction de la contrainte effective moyenne  $p'_c$  et sur le déviateur de contrainte maximal.



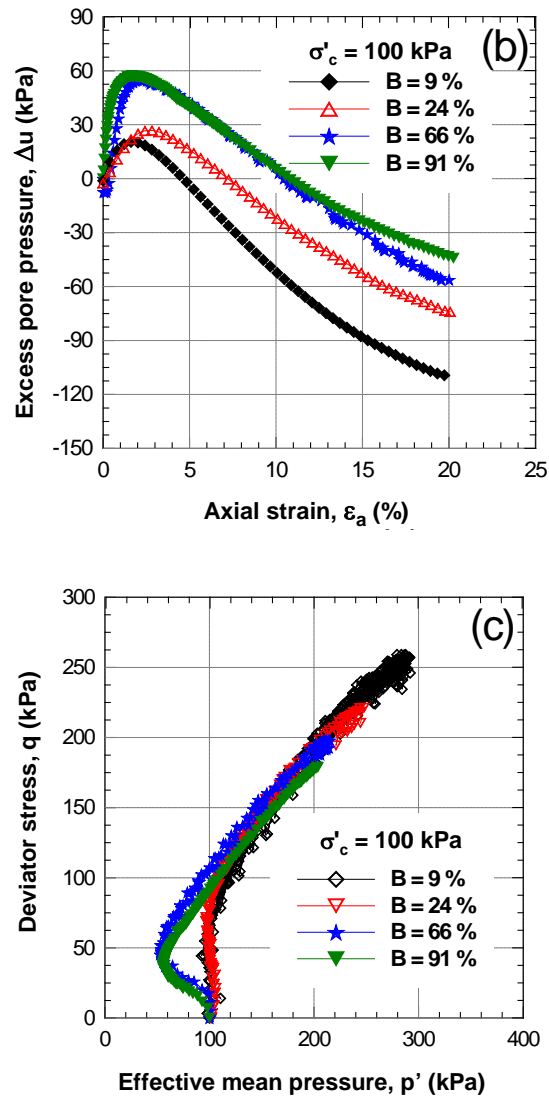


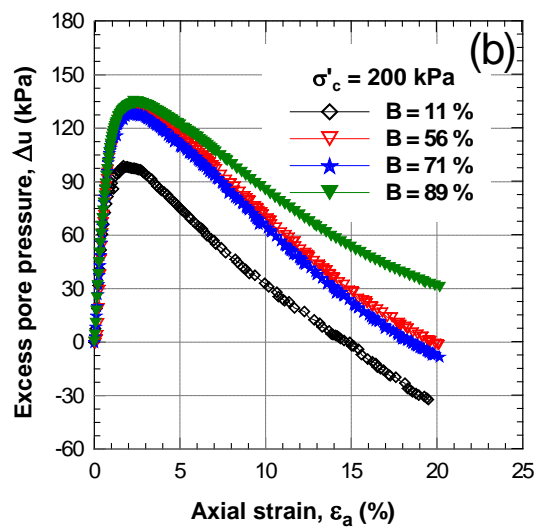
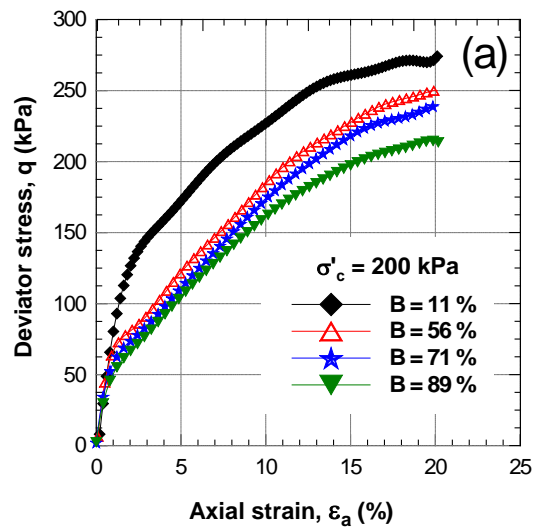
Figure III.7: Influence du degré de saturation  $B$  sur la réponse non drainé  
du sable de Chlef ( $\sigma'_c = 100$  kPa)

### III.2.3. Contrainte effective de confinement $\sigma'_c = 200$ kPa

La figure III.8a montre les résultats des essais de compression non drainés sur des échantillons avec différents degrés de saturation avec  $B = 11, 56, 71$  et  $89\%$ , et cisailés sous une contrainte effective de confinement  $\sigma'_c = 200$  kPa. On note d'après cette figure que l'effort de cisaillement caractérisé par le déviateur de Contrainte ( $q$ ) diminue d'une manière significative avec l'augmentation du degré de saturation ( $B$ ). Le déviateur de Contrainte ( $q$ ) atteint les valeurs de 275, 253, 242 et 216 kPa lorsque le degré de saturation  $B$  augmente de 11, 56, 71 et 89%. On voit bien ici dans cette figure le rôle du degré de saturation  $B$  dans la

diminution de la résistance au cisaillement non drainé caractérisé par le déviateur de Contrainte maximal.

La figure III.8b montre la variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_a$ ); on note ici qu'on trouve les mêmes résultats à savoir que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation du degré de saturation ( $B$ ) et atteint les valeurs de 99 à 135 kPa lorsque le degré de saturation  $B$  passé de 11 à 89%. La figure 3.8c illustre le chemin de contrainte ( $q$ ,  $p'_c$ ), cette figure montre clairement le rôle de la saturation sur la réduction de la contrainte effective moyenne  $p'_c$  et sur le déviateur de contrainte maximal.



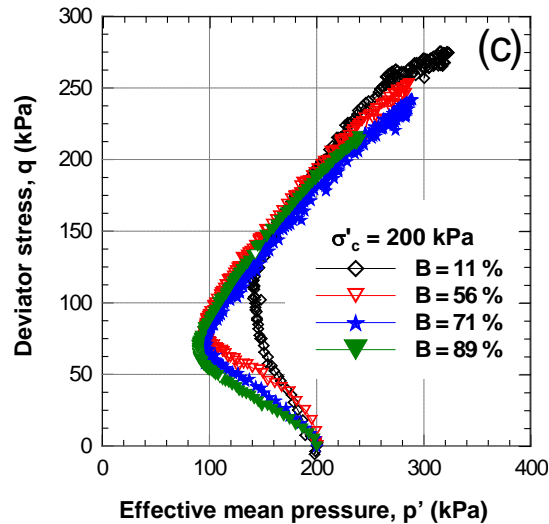


Figure III.8:Influence du degré de saturation B sur la réponse non drainée

La figure III.9 montre la variation de la résistance au cisaillement maximale ( $q_{\max}$ ) en fonction du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B. On peut voir d'après ces figures que résistance au cisaillement maximale ( $q_{\max}$ ) augmente avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne ( $\sigma'_c$ ) et diminue avec l'augmentation du degré de saturation B. On trouve aussi que résistance au cisaillement maximale diminue avec l'augmentation du degré de saturation B. Une très bonne corrélation est trouvée entre la résistance du sol ( $q_{\max}$ ) et le coefficient de Skempton (B) pour les trois contraintes de confinement (coefficient de corrélation  $R^2 = 0.91, 0.90$  and  $0.93$  pour les trois contraintes de confinements  $\sigma'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa) pour évaluer la résistance du sol ( $q_{\max}$ ).

- $q_{\max} = -0.97(B) + 235.99$  for  $\sigma'_c = 50\text{kPa}$
- $q_{\max} = -0.96(B) + 261.37$  for  $\sigma'_c = 100\text{kPa}$  (3)
- $q_{\max} = -0.79(B) + 288.76$  for  $\sigma'_c = 200\text{kPa}$

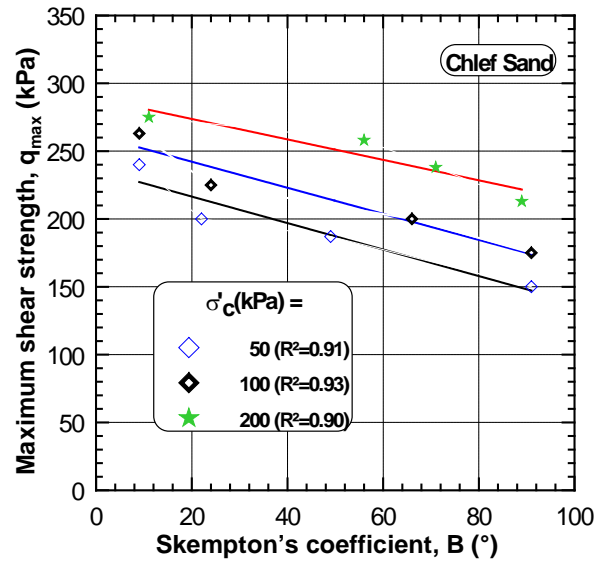


Figure III.9: Résistance maximale de cisaillement ( $q_{\max}$ ) en fonction du coefficient de Skempton ( $B$ )

La figure III.10 montre la variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton ( $B$ ). On note ici que la variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) augmente avec l'augmentation de la Contrainte effective de confinement ( $\sigma'_c$ ) et aussi augmente avec l'augmentation du degré de saturation ( $B$ ). L'excès de pression interstitielle ( $\Delta u$ ) augmente aussi linéairement avec l'augmentation du degré de saturation ( $B$ ). On trouve aussi une bonne corrélation entre la variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) et le coefficient de Skempton  $B$  pour les trois essais (coefficient de détermination:  $R^2 = 0.96, 0.90$  and  $0.86$  pour la Contrainte de confinement  $\sigma'_c = 50, 100$  and  $200$  kPa).

- $\Delta u = 0.29(B) + 8.725$  for  $\sigma'_c = 50\text{kPa}$
  - $\Delta u = 0.46(B) + 21.65$  for  $\sigma'_c = 100\text{kPa}$
  - $\Delta u = 0.34(B) + 106.66$  for  $\sigma'_c = 200\text{kPa}$
- (4)

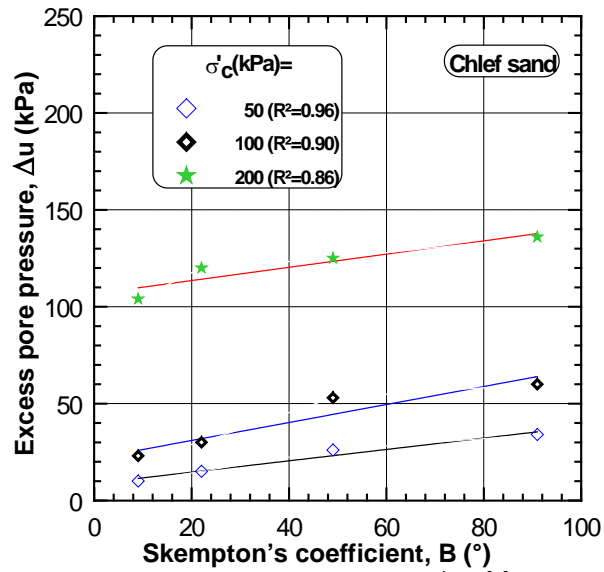


Figure III.10 : Variation de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction du coefficient de Skempton ( $B$ )

La figure III.11 illustre l'évolution de l'effort résiduel ( $S_{us}$ ) en fonction du coefficient de Skempton ( $B$ ). On note ici que l'effort résiduel augmente avec l'augmentation de la Contrainte de confinement ( $\sigma'_c$ ) et diminue avec l'augmentation du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton ( $B$ ). Une bonne corrélation est trouvée entre l'effort résiduel ( $S_{us}$ ) et le coefficient de Skempton ( $B$ ) pour les trios confinements étudiées

(Coefficient de détermination:  $R^2 = 0.995$ ,  $0.99$  and  $0.996$  pour les Contraintes de confinement  $\sigma'_c = 50$ ,  $100$  and  $200$  kpa, respectivement).

- $S_{us} = -3.90 \log(B) + 29.33$  for  $\sigma'_c = 50$  kpa
  - $S_{us} = -8.99 \log(B) + 53.62$  for  $\sigma'_c = 100$  kpa
  - $S_{us} = -7.10 \log(B) + 61.14$  for  $\sigma'_c = 200$  kpa
- (4)

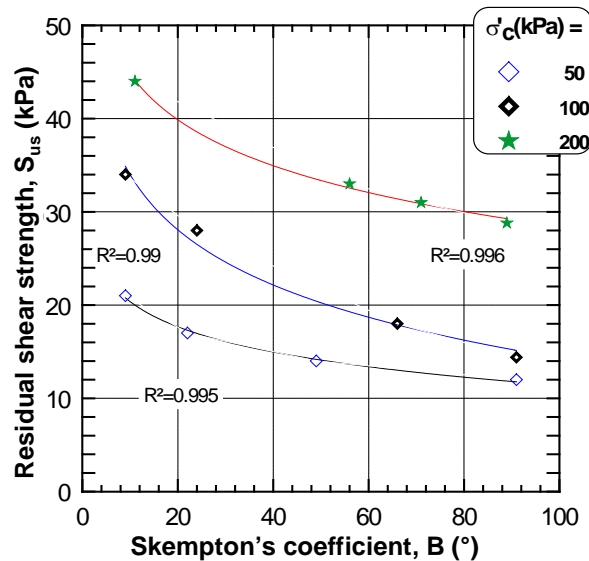


Figure III.11: Effort résiduel ( $S_{us}$ ) en fonction du coefficient de Skempton ( $B$ )

### III.4. Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence de la contrainte de confinement sur la résistance non drainée du sable de Chlef partiellement saturé de densité moyenne  $Dr=50\%$ .

Les essais montrent que la contrainte moyenne effective affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement du sable et augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne.

La pression interstitielle est aussi affectée par la contrainte moyenne de confinement et augmente selon une progression logarithmique avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne.

L'augmentation du degré de saturation mène à une diminution de la résistance au cisaillement pour les trois confinements étudiés. Une très bonne corrélation est trouvée entre la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) et le coefficient de Skempton ( $B$ ).

Les résultats montrent que l'effort résiduel ( $S_{us}$ ) diminue avec l'augmentation du degré de saturation qui caractérisé par le coefficient de Skempton ( $B$ ) d'une manière logarithmique.



*Chapitre IV :*  
*Paramètres Influent sur la résistance au*  
*cisaillement :*

- *Densité relative ;*
- *Présence de fines.*

## **IV.1 Introduction**

Le rôle de la saturation et des fines sur le comportement à la liquéfaction des sables a fait l'objet de plusieurs recherches (Yoshimi 1989, Arab 2008, Arab et al.2011, Bouferra 2000 et Della et al.2011). Afin de bien déterminer l'influence de la saturation et de la présence des fines sur le comportement des mélanges sables-sols fins, nous avons réalisé plusieurs essais non drainés sur plusieurs échantillons de sables avec différentes densités relatives ( $D_r$ ) et un type de sols fins avec une fractions de fines égale à 10% partiellement saturé Les mélanges ont été obtenus par malaxage dans le but d'avoir une bonne homogénéité.

Ce chapitre présente les résultats des essais monotones non drainés en mettant en évidence l'influence de la densité relative et de la présence des fines sur la résistance au cisaillement des échantillons de sol partiellement saturé.

## **IV.2 Influence de la saturation**

### **IV.2.1 Essais sur sable lâche**

La figure IV.1a montre l'évolution de la résistance au cisaillement caractérisé par le déviateur de contrainte ( $q$ ) en fonction du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton  $B$  pour les échantillons sable propre de densité relative  $D_r = 15\%$  et cisailés sous des contraintes de confinement effective  $\sigma'_{c0} = 50$  kPa . On constate d'après cette figure que la résistance des échantillons diminue d'une manière significative avec l'augmentation du coefficient de saturation  $B$ , elle diminue de 160, 135, 125, et 115 kPa lorsque le coefficient  $B$  augmente de 50, 67, 70 et 90%. Ces résultats montrent clairement l'influence de la saturation quant à l'augmentation de la contractance des échantillons. La figure IV.1.b illustre les variations de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction du degré de saturation ( $B$ ), on note d'après cette figure que la pression interstitielle ( $u$ ) augmente avec l'augmentation du degré de saturation  $B$ , cette augmentation devient très significative lorsque  $B$  passe 70 à 90%. La figure IV-1-c illustre l'évolution des chemins de contrainte ( $q, p'$ ), on note que ce chemin est asymptotique à la ligne de rupture  $L_r$ .

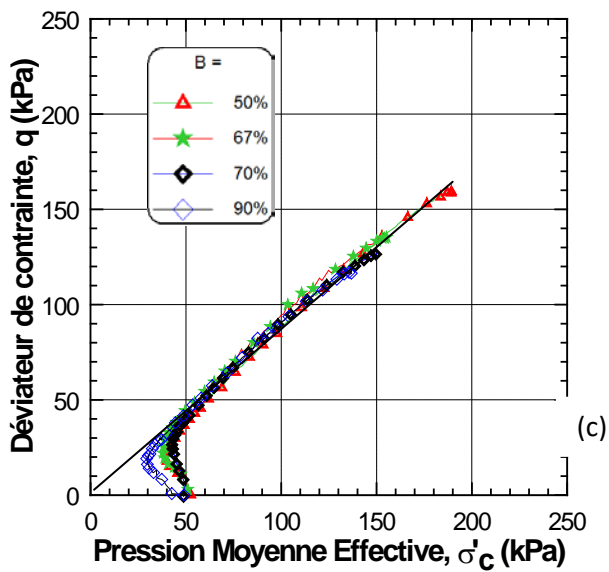
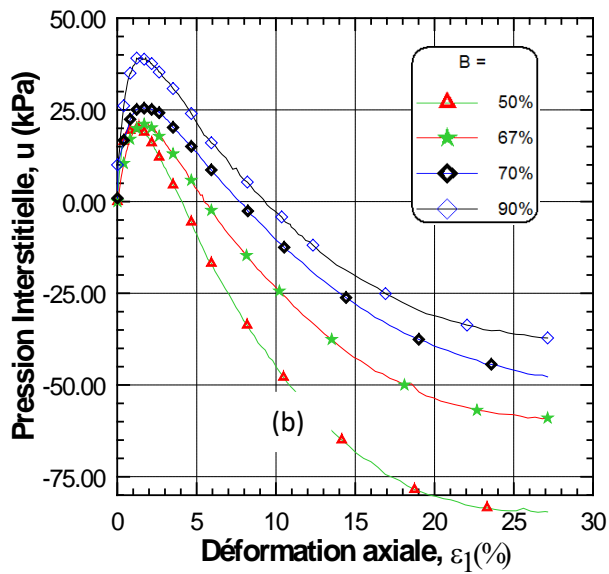
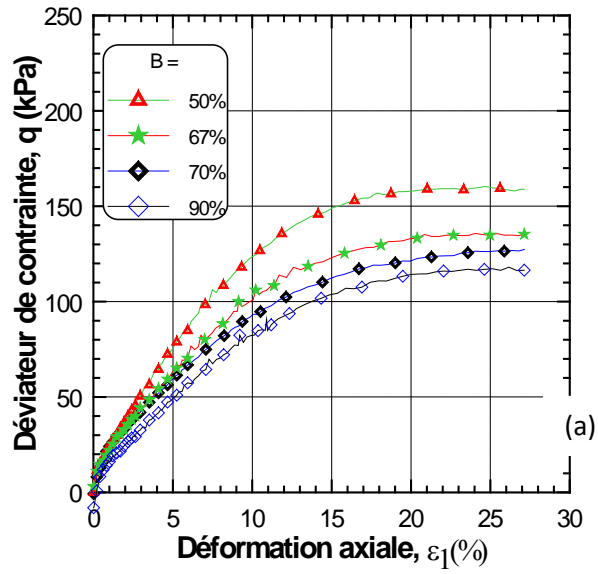
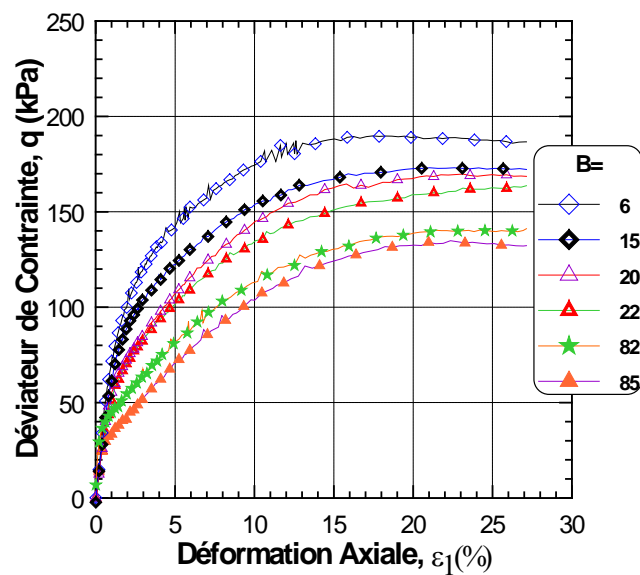


Figure IV.1 : Réponse non drainé sur sable de Chlef ( $D_r=15\%$ ,  $\sigma'_c=50$  kPa).

La figure IV.2.a illustre l'évolution de la résistance au cisaillement caractérisé par le déviateur de contrainte ( $q$ ) en fonction du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton  $B$  pour les échantillons de densité relative  $D_r = 15\%$  et cisailés sous des contraintes de confinement effective  $\sigma'_c = 100$  kPa . On remarque d'après cette figure que la résistance des échantillons diminue d'une manière significative avec l'augmentation du coefficient de saturation  $B$ , elle diminue de 180, 175, 170, 165, 135 et 125 kPa lorsque le coefficient  $B$  augmente de 6, 15, 20, 22, 82 et 85%. Ces résultats montrent nettement l'influence de la saturation quant à l'augmentation de la contractance des échantillons et la diminution de la dilatance. La figure IV.2.b illustre les variations de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction du degré de saturation ( $B$ ), on constate d'après cette figure que la pression interstitielle ( $u$ ) augmente avec l'augmentation du degré de saturation  $B$ , cette augmentation devient très significative lorsque  $B$  passe 15 à 22%. La figure IV.1.c illustre l'évolution des chemins de contrainte ( $q, p'$ ), on note que ce chemin est asymptotique à la ligne de rupture  $L_r$ .



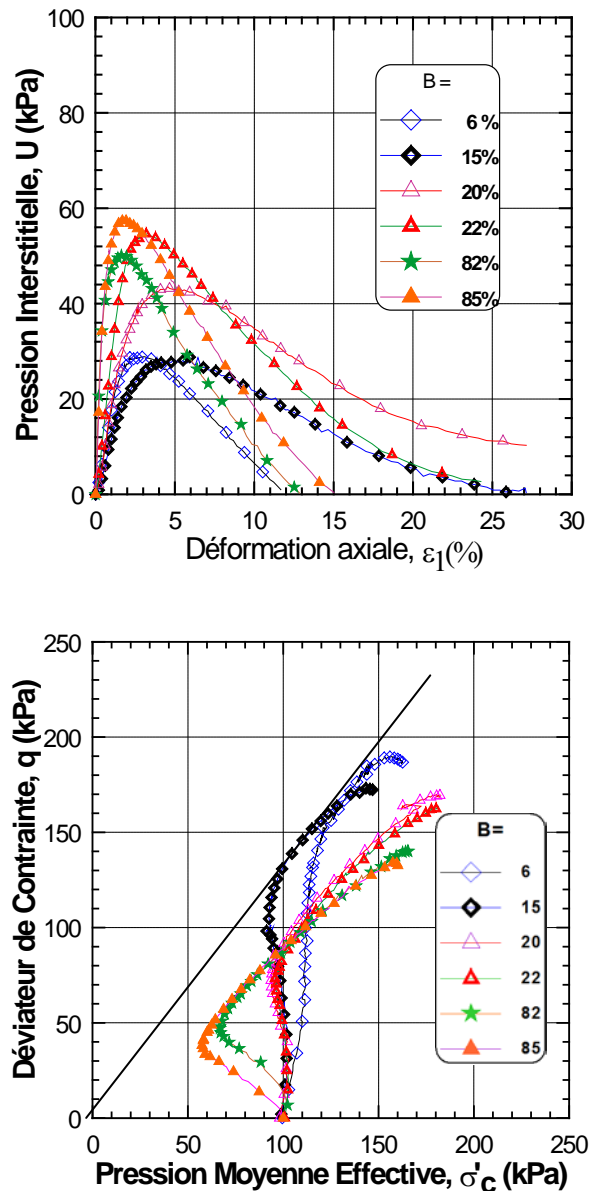
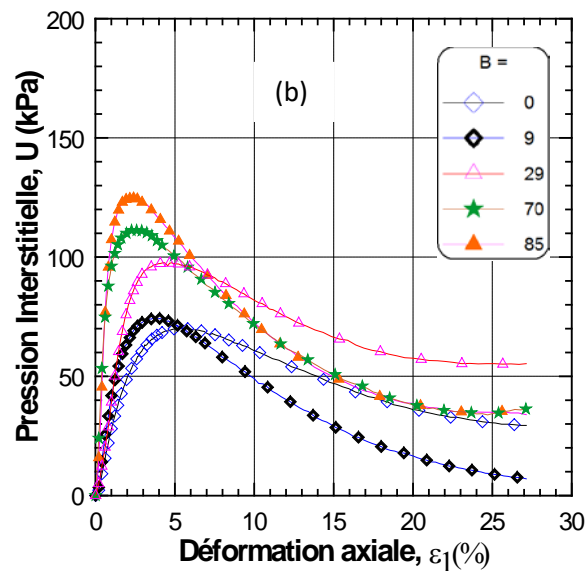
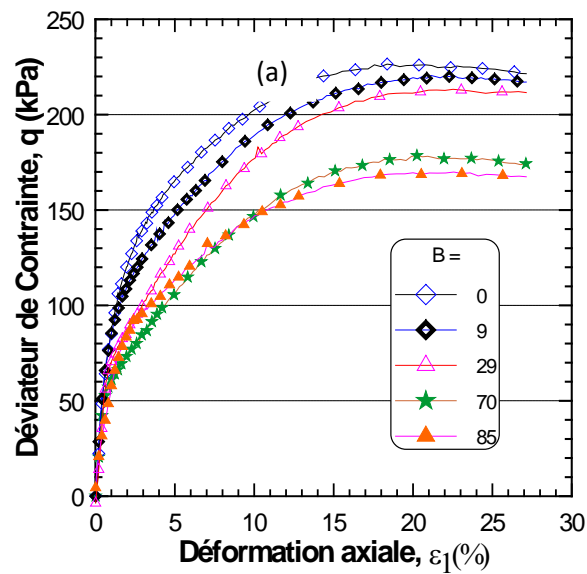


Figure IV.2 : Réponse non drainée sur sable de Chlef ( $D_r=15\%$ ,  $\sigma'_c = 100$  kPa).

La figure IV.3.a illustre l'évolution de la résistance au cisaillement caractérisé par le déviateur de contrainte ( $q$ ) en fonction du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton  $B$  pour les échantillons de densité relative  $D_r=15\%$  et cisailés sous des contraintes de confinement effective  $\sigma'_c = 200$  kPa. On remarque d'après cette figure que la résistance des échantillons augmente avec l'augmentation du confinement et diminue d'une manière significative avec l'augmentation du coefficient de saturation  $B$ , elle diminue de 225, 215, 210, 180 et 170 kPa lorsque le coefficient  $B$  augmente de 0, 9, 29, 70 et 85% cette diminution devient nettement considérable lorsque  $B$  passe de 29 à 70%. Ces résultats montrent clairement le rôle de la saturation quant à l'augmentation de la contractance des échantillons

et la diminution de la dilatance. La figure IV.2.b illustre les variations de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) en fonction du degré de saturation ( $B$ ), on note d'après cette figure que la pression interstitielle ( $u$ ) augmente avec l'augmentation du degré de saturation  $B$ , cette augmentation devient très considérable lorsque  $B$  passe 9 à 29%. La figure 41c illustre clairement l'évolution des chemins de contrainte ( $q, p'$ ) qui après une phase de contractance le chemini de contrainte s'inverse et remonte le long de la ligne de rupture, on note aussi que ce chemin est asymptotique à la ligne de rupture  $L_r$



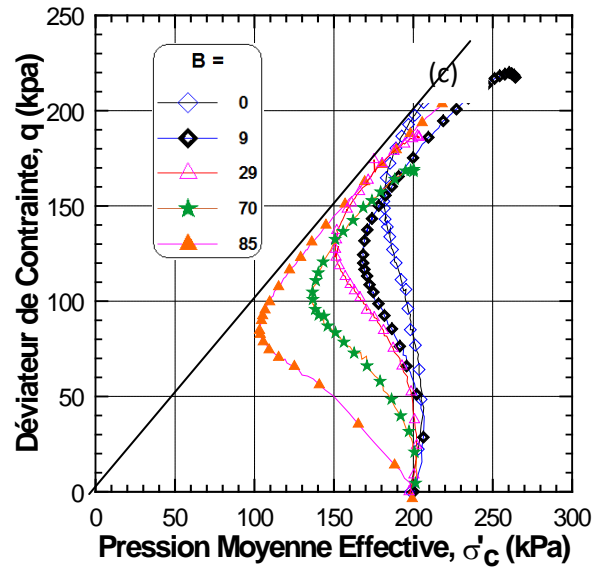


Figure IV.3 : Réponse non drainée sur sable de Chlef ( $Dr=15\%$ ,  $\sigma'_c = 200$  kPa).

#### IV.2.2 Influence de la saturation sur la résistance maximale

La figure IV.5 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons de sable avec l'augmentation du degré de saturation  $B$  pour les trois contraintes effectives de confinement  $\sigma'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa. On note que la résistance des échantillons augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et diminue avec l'augmentation du degré de saturation  $B$ .

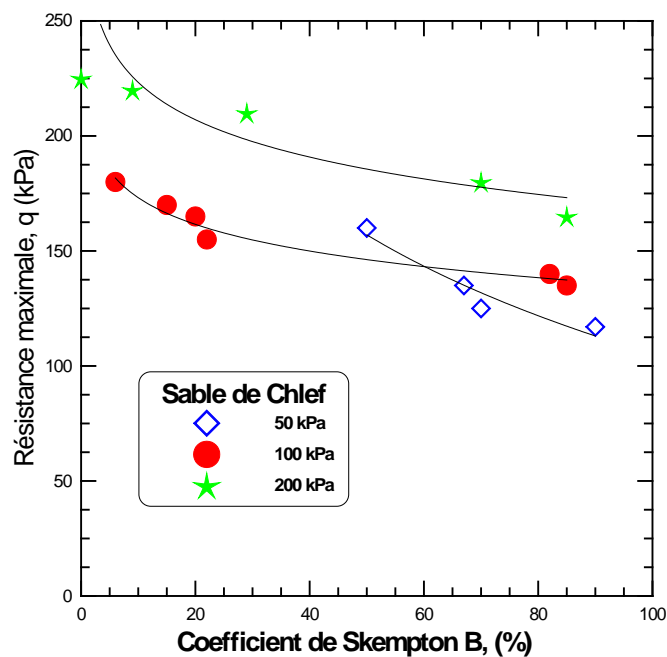


Figure IV.4 : Influence de la saturation ( $B$ ) sur la résistance au cisaillement ( $q$ ).

### IV.2.3 Influence de la saturation sur la variation de la pression interstitielle (u).

La figure IV.5 montre l'évolution de la variation de la pression interstitielle (u) des échantillons de sable avec l'augmentation du degré de saturation B pour les trois contraintes effectives de confinement  $\sigma'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa. On note que la variation de la pression interstitielle (u) des échantillons augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et aussi avec l'augmentation du degré de saturation B selon une croissance logarithmique.

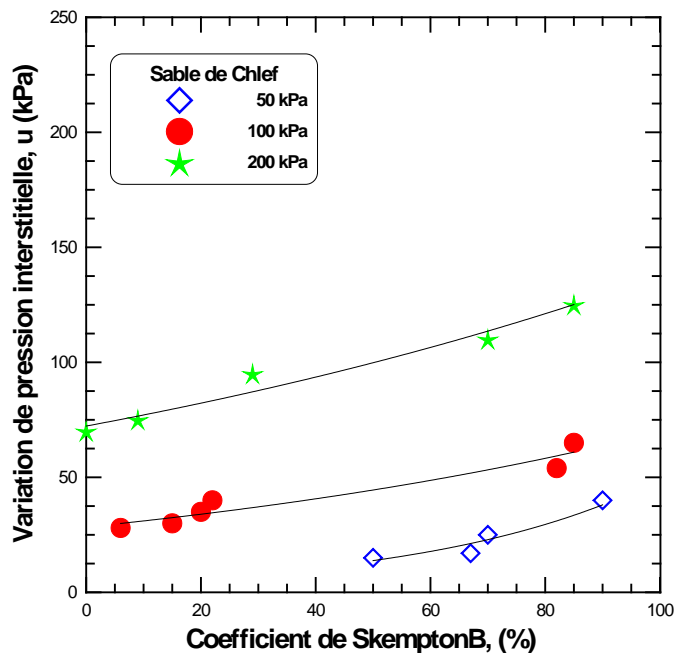


Figure IV.5 : Influence de la saturation (B) sur la variation de pression interstitielle (u).

### 4.3 Essais sur sable moyennement dense

La figure IV.6.a illustre les résultats des essais de compression non drainé sur des échantillons de densité relative  $D_r = 50\%$  et cisailés avec différentes contraintes effectives de confinement  $\sigma'_c = 100$  Kpa avec des degrés de saturation  $B = 15, 37$  et  $88\%$ . On note ici que la résistance diminue significativement avec l'augmentation du coefficient B, elle diminue de  $330$  à  $170$  kpa lorsque B augmente de  $15$  à  $88\%$ . Mêmes remarques sont faites en ce qui concerne les échantillons cisailés sous des contraintes de confinement de  $200$  kpa, où la résistance chute de  $350, 295, 275$  à  $210$  kpa lorsque B augmente de  $10, 15, 51$  et  $73\%$  (fig.IV.6.b).



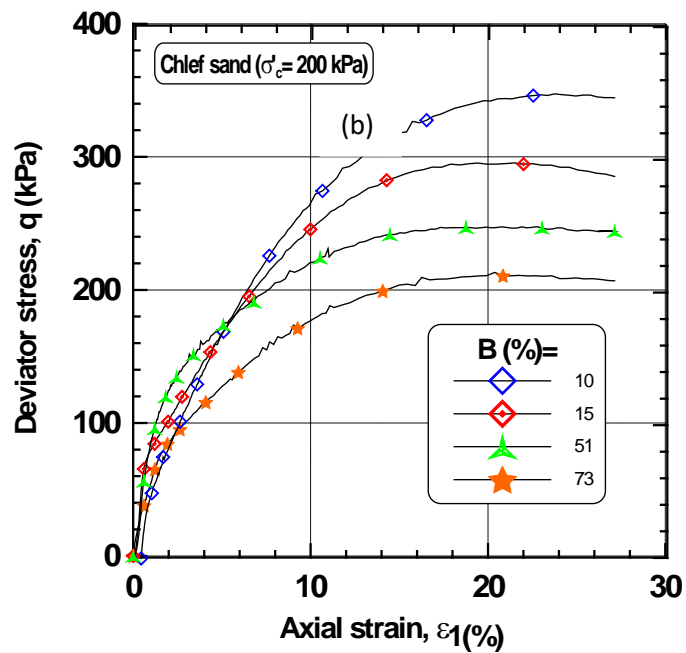
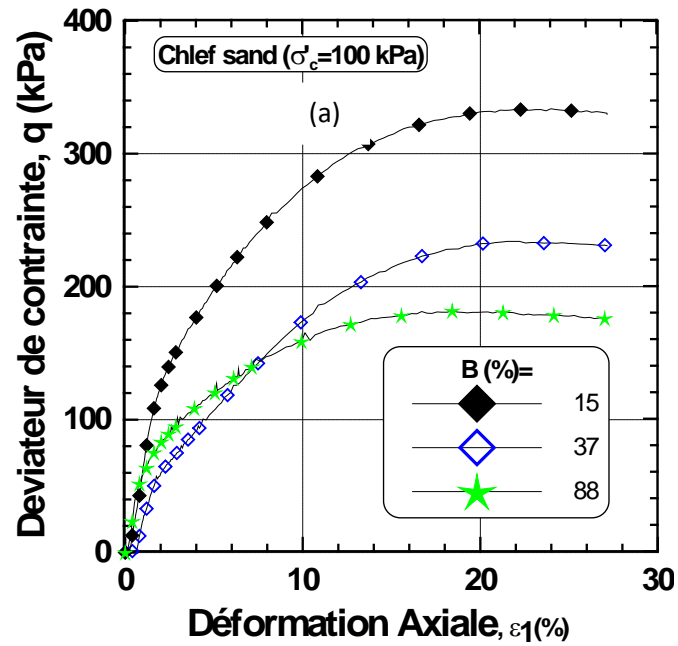


Figure IV.6: Réponse non drainé sur sable de Chlef ( $Dr=50\%$ ,  $\sigma'_c = 100$  et  $200$  kPa).

#### 4.4 Essais sur sable dense

La figure IV.7.a illustre les résultats des essais de compression non drainé sur des échantillons de densité relative  $Dr = 70\%$  et cisailés avec différentes contraintes effectives de confinement  $\sigma'_c = 100$  kPa avec des degrés de saturation  $B = 12, 40, 80$  et  $88\%$ . On constate ici que la résistance diminue significativement avec l'augmentation du coefficient  $B$ , elle

diminue de 350, 265, 220 à 205 kPa lorsque B augmente de 12, 40, 80 et 88%. Mêmes constatations sont faites en ce qui concerne les échantillons cisillés sous des contraintes de confinement de 200 kPa, où la résistance chute de 360, 268, à 240 kPa lorsque B augmente de 14, 39 à 81% (fig.IV.6.b)

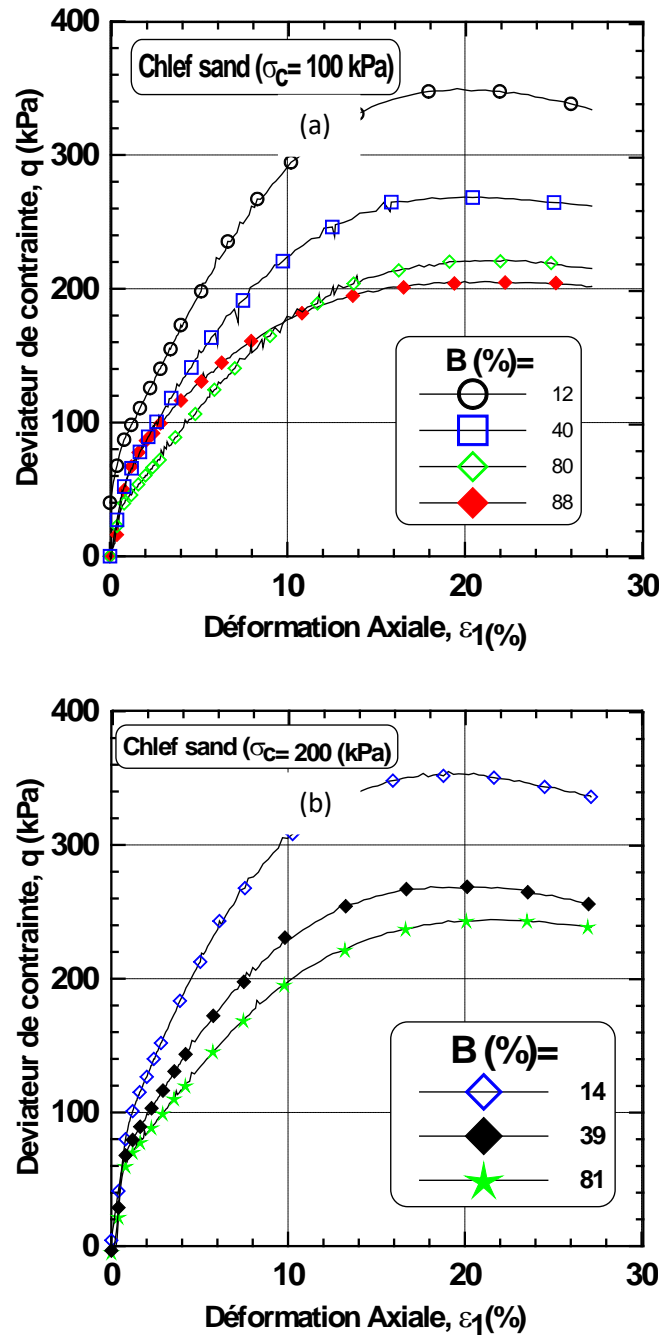


Figure IV.7: Réponse non drainée sur sable de Chlef ( $D_r=70\%$ ,  $\sigma'_c = 100$  et 200 kPa).

#### IV.4.1 Influence de la saturation sur la résistance maximale

La figure IV.8 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons de sable avec  $D_r = 50$  et  $70\%$  en fonction du degré de saturation  $B$  pour les deux contraintes effectives de confinement  $\sigma'_c = 100$  et  $200$  kPa. On note que la résistance des échantillons augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et diminue avec l'augmentation du degré de saturation  $B$  selon une manière logarithmique. Les expressions suivantes sont suggérées pour évaluer l'effort de cisaillement maximal non drainé ( $q_{max}$ ) en fonction du degré de saturation  $B$  (coefficient de corrélation:  $R^2 = 0.98$  for  $\sigma'_c = 100$  MD,  $R^2 = 0.96$  for  $\sigma'_c = 200$  MD,  $R^2 = 0.99$  for  $\sigma'_c = 100$  D et  $R^2 = 0.98$  for  $\sigma'_c = 200$  D).

- $q = -90.6 \log(B) + 569.3$  (R<sup>2</sup>=0.98) 100MD
- $q = -62.32 \log(B) + 479.93$  (R<sup>2</sup>=0.96) 200MD
- $q = -64.5 \log(B) + 499.8$  (R<sup>2</sup>=0.99) 100D
- $q = -63.66 \log(B) + 513.65$  (R<sup>2</sup>=0.98) 200D

4.1

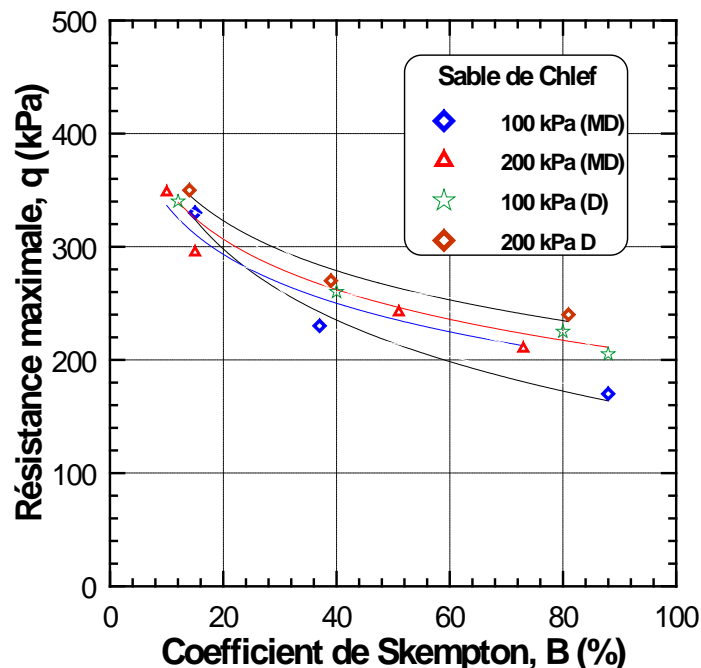


Figure IV.8 : Influence de la saturation ( $B$ ) sur la résistance au cisaillement ( $q$ ) ( $D_r = 50$  et  $70\%$ ).

### IV.5 Influence de la fraction des fines

Les résultats des essais de compression non drainé réalisés sur des échantillons de mélange de sable plus 10% de fines non plastiques de densité relative  $Dr=15\%$  et cisailés sous des contraintes de cisaillement  $\sigma'_c = 50$  kpa sont illustrés dans la figure IV.9. La figure 4.9a illustre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, on note ici que la résistance chute de 130, 120, 105, 90 et 75 kpa lorsque le coefficient B augmente de 6, 9, 41, 87 et 92% ; on remarque aussi l'ajout de la fraction des fines amplifie d'une manière considérable la contractance du sol et par conséquent la pression interstitielle augmente (fig.IV.9.b). Cette augmentation est très significative pour la valeur de  $B=87\%$ .

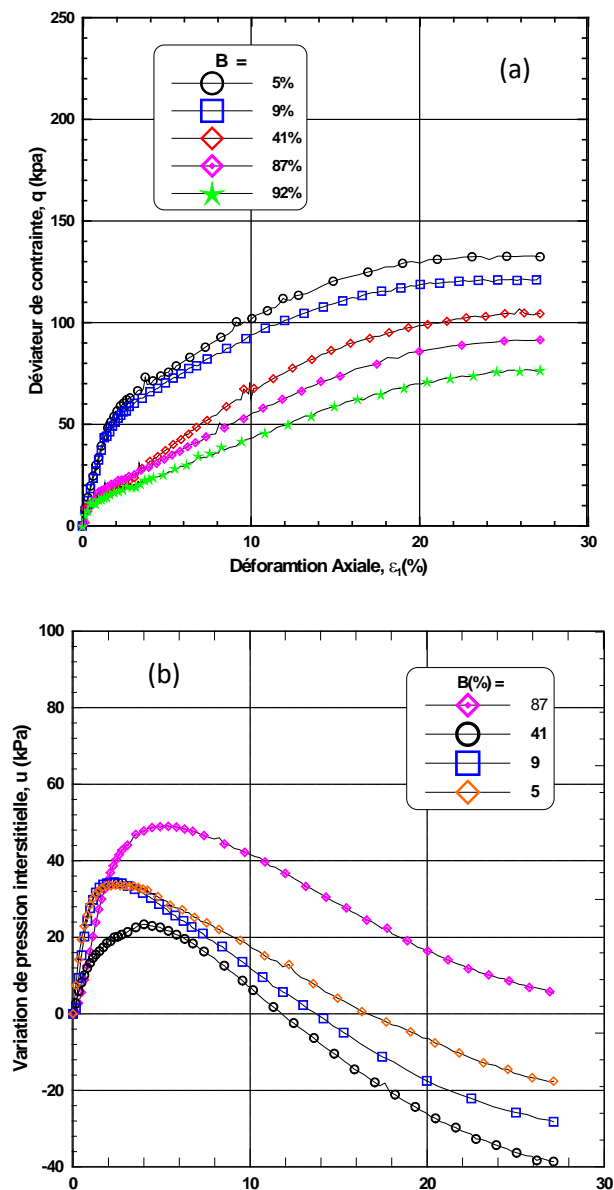


Figure IV.9: Réponse non drainé sur mélange de Chlef + 10% fines ( $Dr=15\%$ ,  $\sigma'_c = 50$  kpa).

Les résultats des essais de compression non drainé réalisés sur des échantillons de mélange de sable plus 10% de fines non plastiques de densité relative  $Dr=15\%$  et cisailés avec des contraintes effectives de cisaillement  $\sigma'_c = 100$  kpa sont illustrés dans la figure IV.10. La figure IV.10.a illustre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, on constate que la résistance chute de 150, 135, et 115 kpa quand le coefficient de Skempton B augmente de 15, 49 et 86% ; malgré l'augmentation de la contrainte de cisaillement de 50 à 100 kpa on constate aussi l'ajout de la fraction des fines amplifie d'une manière considérable la contractance du sol et par conséquent la pression interstitielle augmente d'une manière considérable (fig.IV.10.b). Cette augmentation est très significative lorsque B augmente de 49 à 86%.

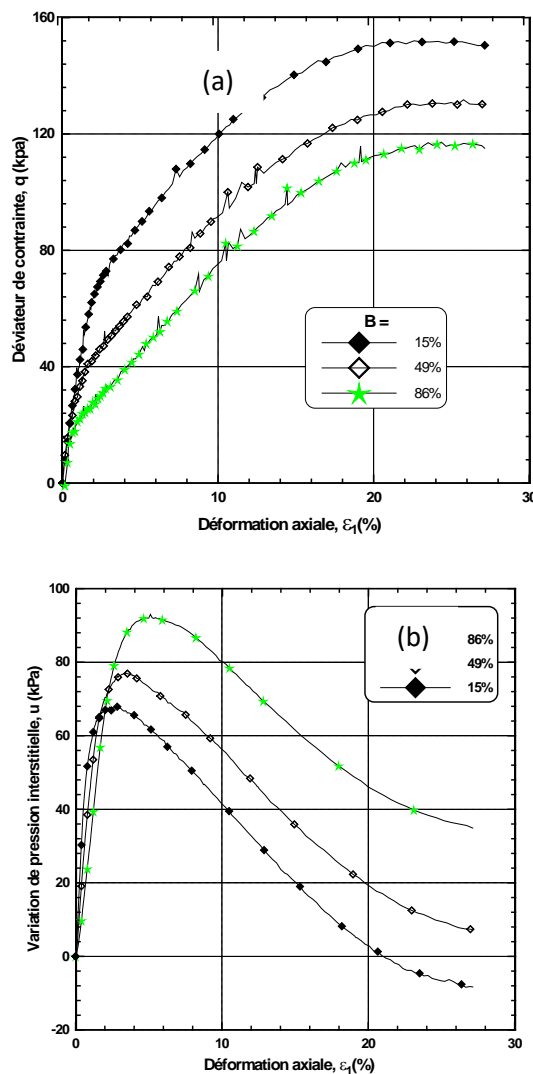


Figure IV.10: Réponse non drainé sur mélange de Chlef + 10% fines ( $Dr=15\%$ ,  $\sigma'_c = 100$  kpa).

Les résultats des essais de compression non drainé réalisés sur des échantillons de mélange de sable plus 10% de fines non plastiques avec densité relative  $Dr=15\%$  et cisailés avec contrainte effective de cisaillement  $\sigma'_c = 200$  kpa sont illustrés dans la figure IV.11. La figure 4.11a illustre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, on constate que la résistance chute de 230, 195 et 150 kpa quand le coefficient de Skempton B varie de 12, 30 et 85% ; malgré aussi l'augmentation de la contrainte de cisaillement de 100 à 100 kpa on constate aussi l'ajout de la fraction des fines amplifie d'une manière considérable la contractance du sol, et par a pour conséquence l'augmentation de la pression interstitielle qui augmente d'une manière significative(fig.IV.11.b). Cette augmentation est très significative lorsque B augmente de 10 à 30%.

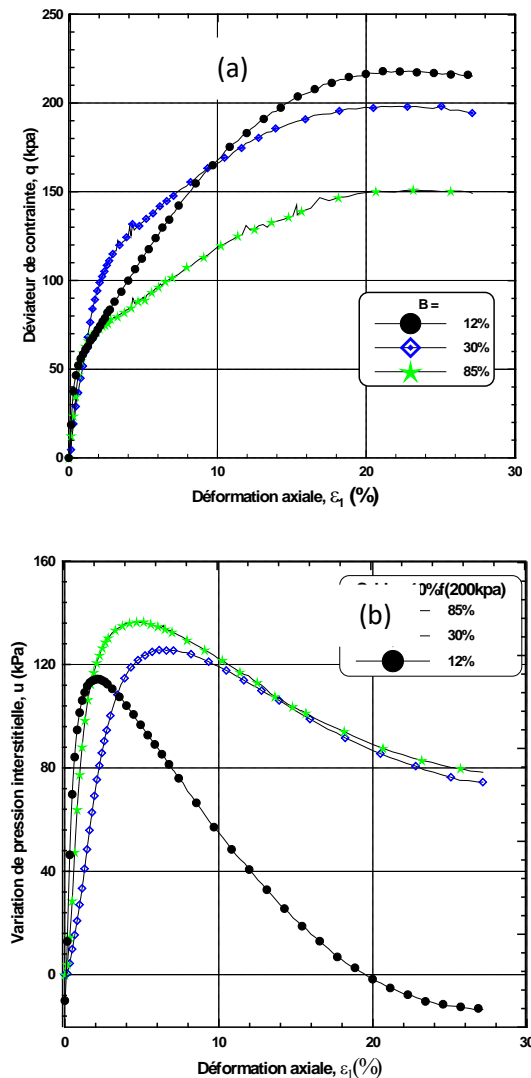


Figure IV.11: Réponse non drainé sur mélange de Chlef + 10% fines ( $Dr=15\%$ ,  $\sigma'_c = 200$  kpa).

La figure IV.12 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons de mélange de sable avec 10% de fines non plastiques de densité relative  $Dr=15\%$  en fonction du degré de saturation  $B$  pour les trois contraintes effectives de confinement  $\sigma'_c=50, 100$  et  $200$  kPa.

On note ici que la résistance des échantillons augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et diminue avec l'augmentation du degré de saturation  $B$  selon une décroissance logarithmique. Les expressions suivantes sont proposées pour évaluer l'effort de cisaillement maximal non drainé ( $q_{max}$ ) en fonction du degré de saturation  $B$  du mélange (coefficient de corrélation:  $R^2 = 0.95$  for  $\sigma'_c = 50$  kPa,  $R^2 = 0.99$  for  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $R^2 = 0.99$  for  $\sigma'_c = 200$  kPa).

- $q = -15.06 \log(B) + 154.7$  (R<sup>2</sup>=0.95) 50 kPa
- $q = -19.60 \log(B) + 203.8$  (R<sup>2</sup>=0.99) 100 kPa
- $q = -40.98 \log(B) + 333.76$  (R<sup>2</sup>=0.99) 200 kPa

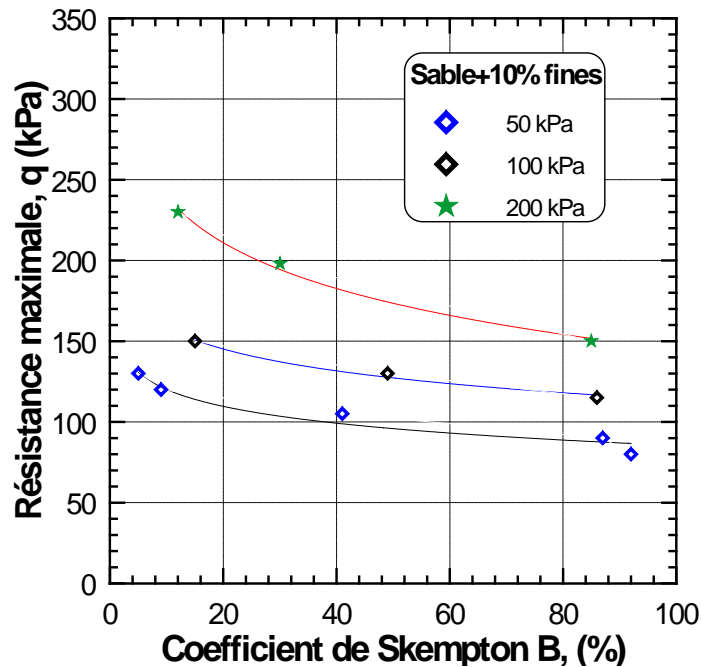


Figure IV.12 : Influence de la saturation ( $B$ ) sur la résistance au cisaillement ( $q$ ) ( $Dr=15\%$ ).

## IV.6 Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence de la contrainte de confinement sur la résistance non drainée du sable de Chlef partiellement saturé de densité moyenne  $D_r=15, 50$  et  $70\%$  cisailés sous des contraintes de cisaillement effectives  $\sigma'_c= 50, 100$  et  $200$  kpa .

Les essais montrent que la contrainte moyenne effective affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement du sable et augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne.

La pression interstitielle est aussi affectée par la contrainte moyenne de confinement et augmente selon une progression logarithmique avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne.

La présence des fines amplifie la phase de contractance et par conséquent la résistance diminue avec l'augmentation du degré de saturation



*Chapitre V :*  
*Influence de la saturation sur le comportement*  
*cyclique du sable*

## V.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais cycliques sur le sable de Chlef à une densité relative  $I_d = 0,50$  cisailés sous une contrainte imposée alternée (+70, -70 kPa). Le but de ce travail est d'étudier l'influence de la saturation sur le comportement et sur le potentiel de liquéfaction. L'étude est réalisée sur le sable de Chlef propre.

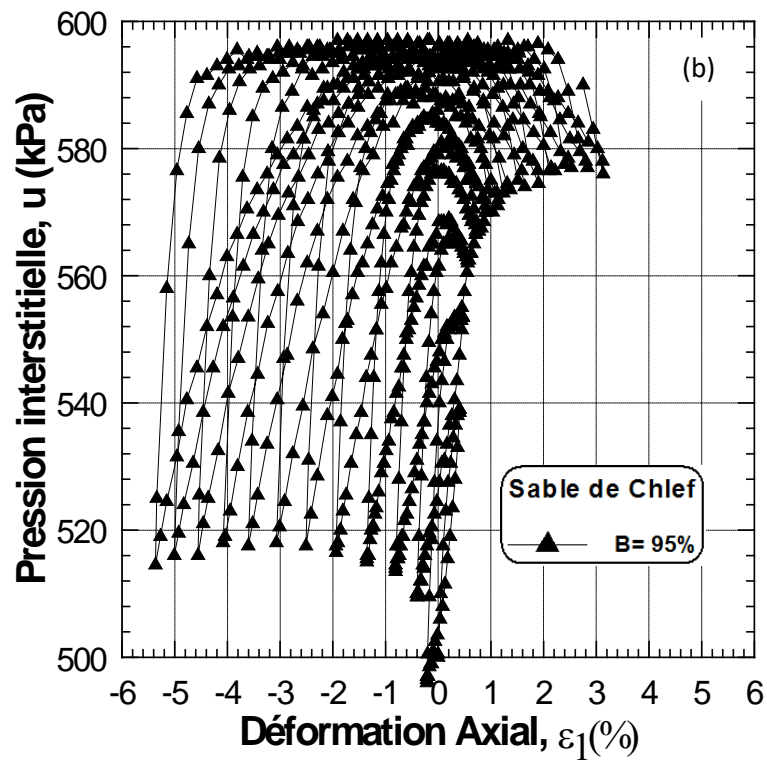
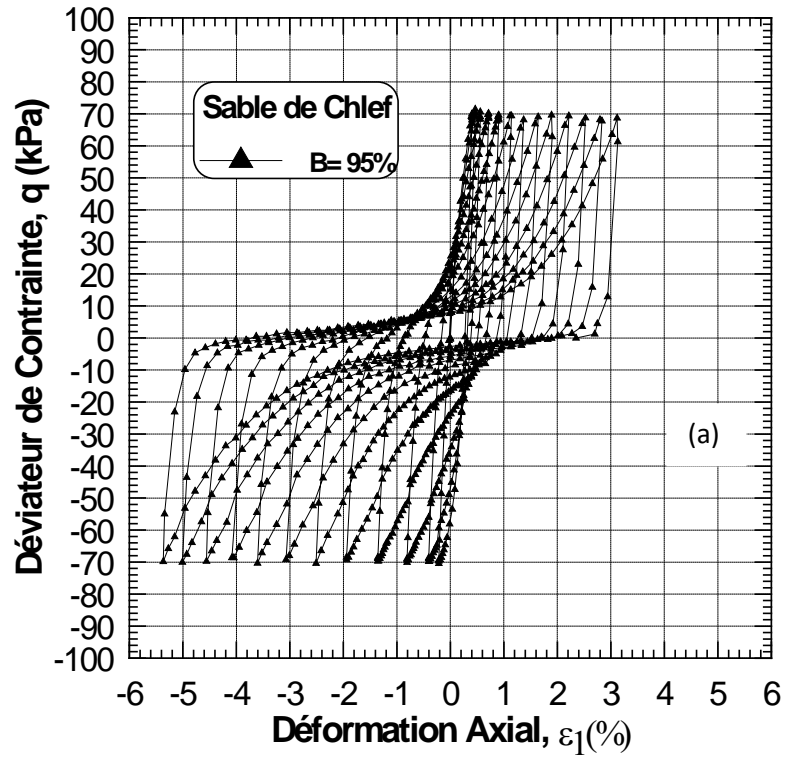
## V.2 Essai sur sable propre

Une série de trois essais cycliques alternés a été réalisée sur des échantillons propres à une densité relative  $D_r = 50\%$  et sous un confinement  $p'_c = 100$  kpa. Les amplitudes de ces cycles ( $q_m$ ) sont égales à 70 kpa, respectivement ; ceci donne un rapport de contrainte cyclique  $RCC = 0,35$  (le  $RCC = q_m / (2 p'_c)$ ).

Les résultats des essais sont présentés dans les trois plans :

- déformation axiale  $\varepsilon_1$ -déviateur de contrainte  $q$ ,
- pression interstitielle  $u$  déformation axiale  $\varepsilon_1$ ,
- pression moyenne effective  $p'$  et déviateur de contrainte  $q$ .

La figure V.1 donne les résultats obtenus pour l'essai réalisé à une amplitude  $q_m = 70$  kpa. On constate que la pression interstitielle augmente au cours des cycles (V.1b), ce qui se traduit par une translation des cycles dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) vers la gauche et la réduction de la rigidité du sol (fig.V.1c). Le taux d'augmentation de la pression d'eau s'accélère et devient très important qui a pour conséquence l'obtention de la liquéfaction après 10 cycles. Les figures V.2 et V.3 donnent les résultats obtenus avec un degré de saturation  $B = 53$  et  $27\%$ , on constate que la diminution du degré de saturation a pour effet de retarder l'amplitude des cycles ce qui conduit à une diminution du taux d'augmentation de la pression d'eau et l'accélération de la liquéfaction. En effet, celle-ci est obtenue au bout de 27 cycles pour  $B = 53\%$  (Figure V.2) et 45 cycles pour  $B = 27\%$  (Figure V.3)



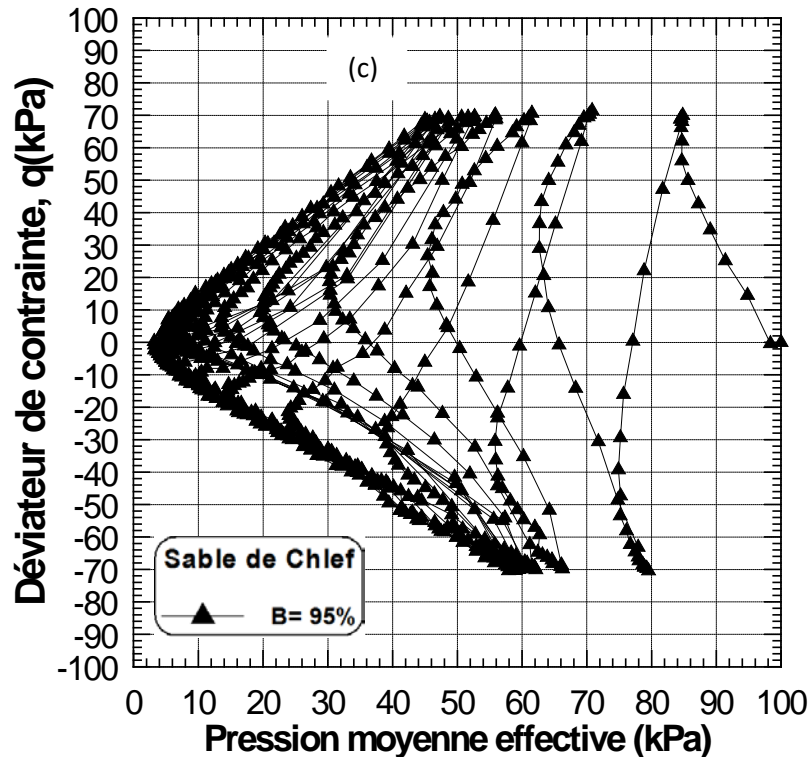
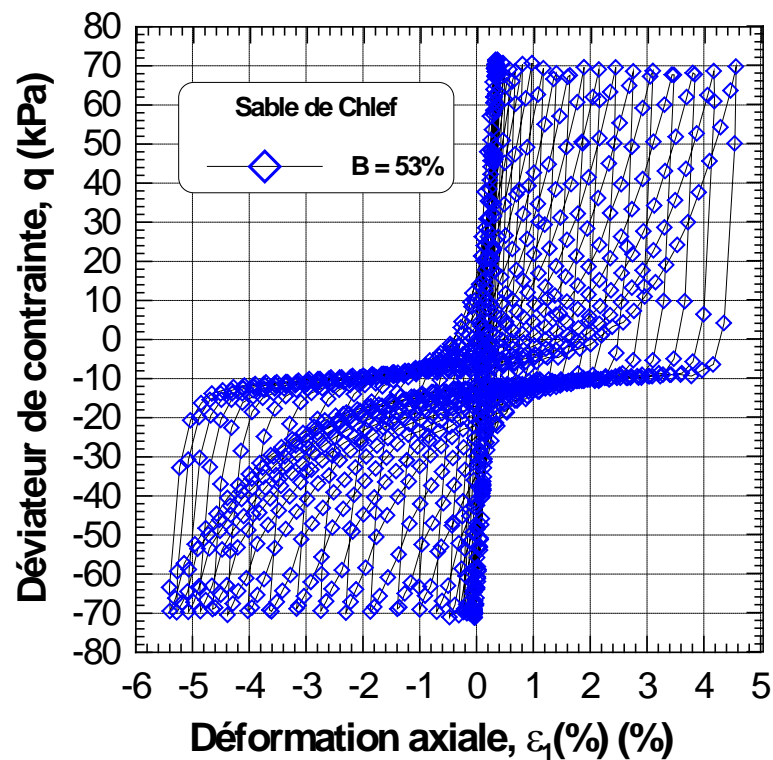


Figure V.1 : Essai cyclique sur sable de Chlef avec  $q_m = 70$  kPa et  $B = 95\%$  ( $D_r = 50\%$ )

- Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- Evolution des chemins de contrainte déviateur-pression moyenne ( $p'$ ,  $q$ ).



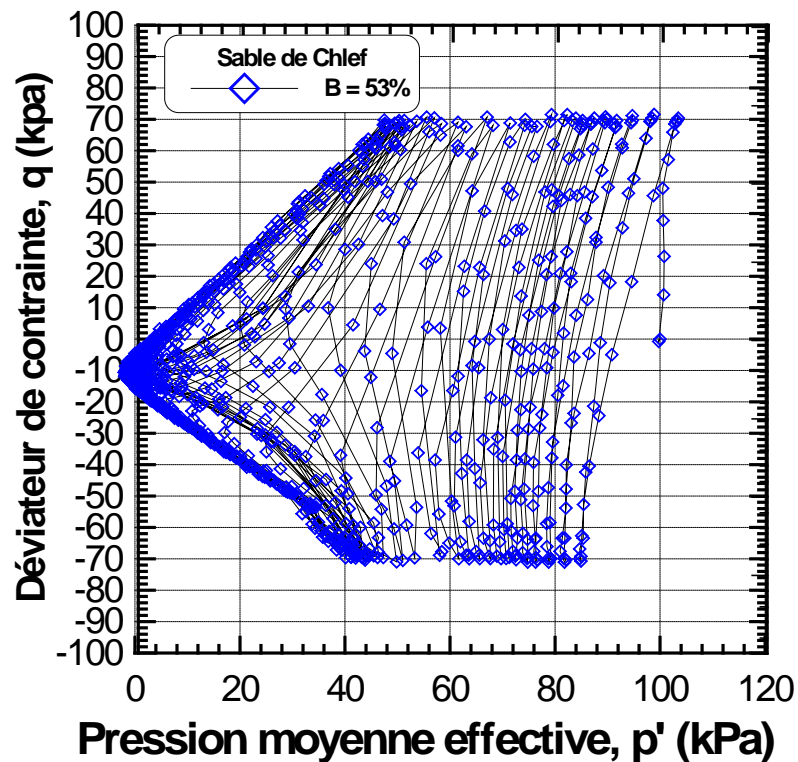
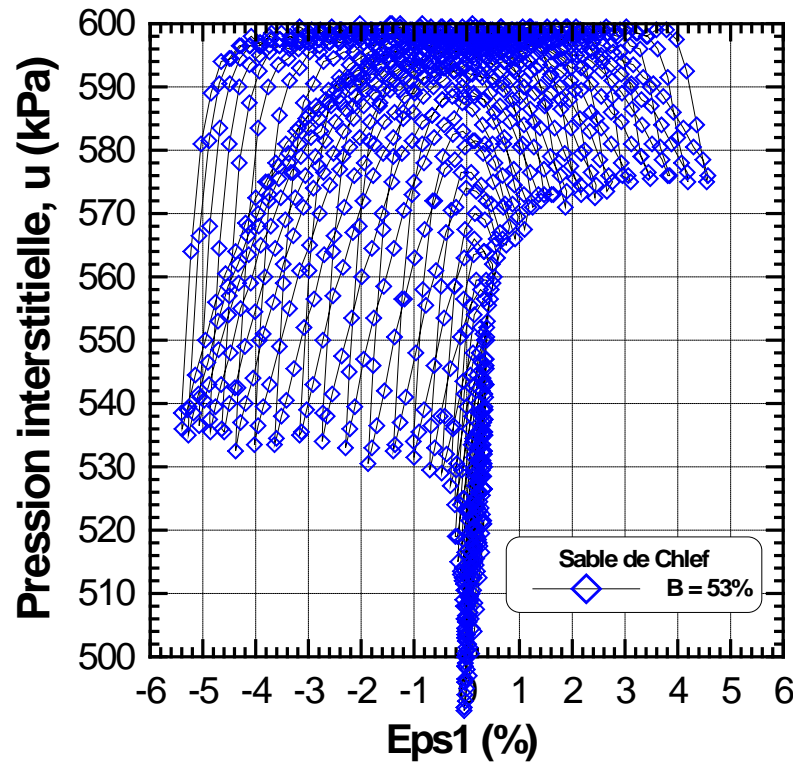
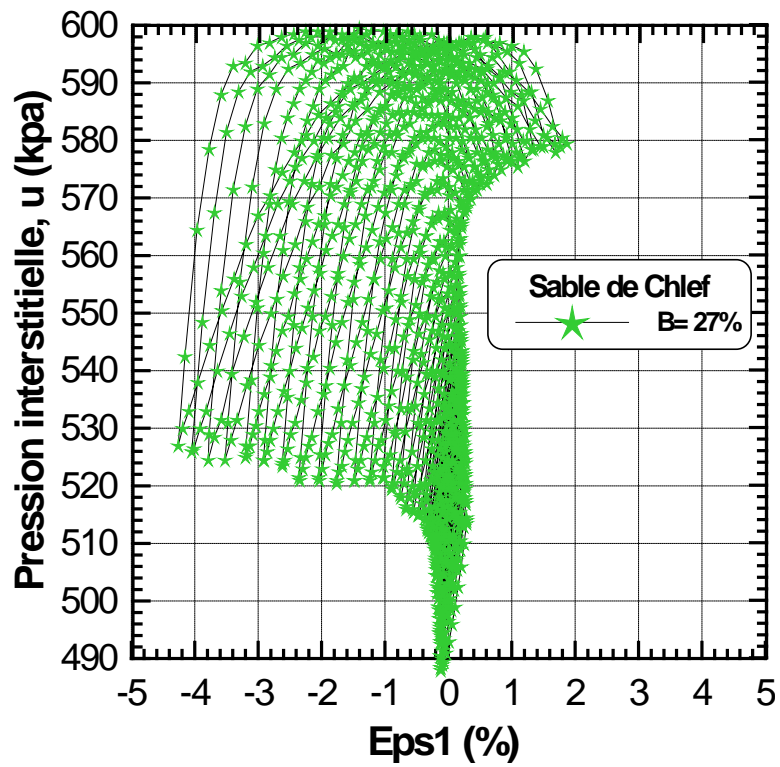
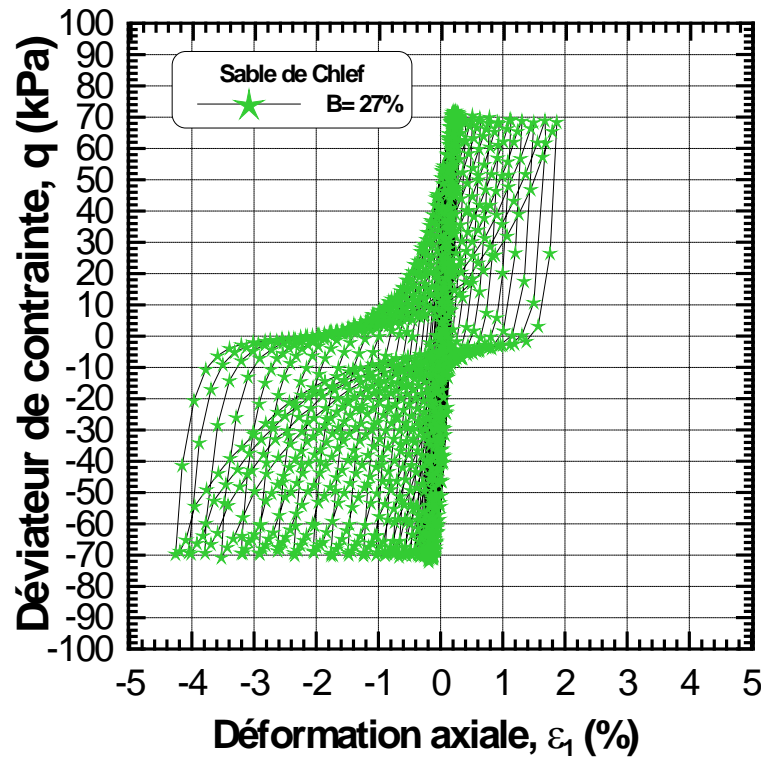


Figure V.2 : Essai cyclique sur sable de Chlef avec  $q_m = 70$  kPa et  $B = 53\%$  ( $D_r = 50\%$ )

- Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- Evolution des chemins de contrainte déviateur-pression moyenne ( $p'$ ,  $q$ ).



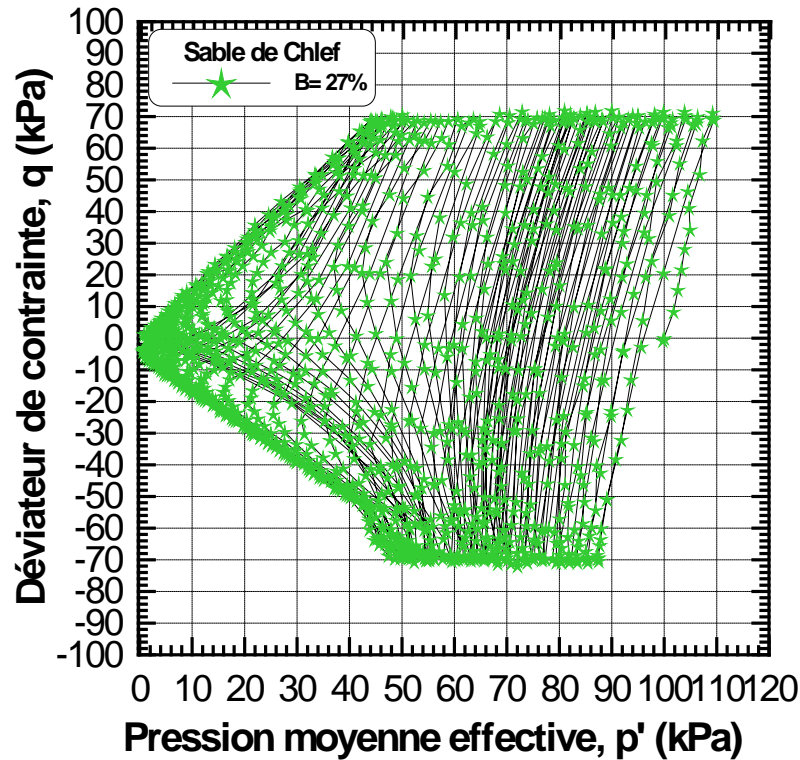


Figure V.3 : Essai cyclique sur sable de Chlef avec  $q_m = 70$  kPa et  $B = 27\%$  ( $D_r = 50\%$ )

- Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
- Evolution des chemins de contrainte déviateur-pression moyenne ( $p'$ ,  $q$ ).

### V.3 Influence du coefficient B sur le nombre de cycles.

La figure V.4 illustre l'évolution du nombre de cycles en fonction du degré de saturation B pour les échantillons avec un degré de saturation  $B = 27, 53$  et  $95\%$ . On remarque que le nombre de cycles évolue selon une décroissance logarithmique, l'expression suivante est suggérée pour évaluer le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction en fonction du degré de saturation (B) (coefficient de détermination  $R^2 = 0.99$ ).

- $$NC = -27.8 \log(B) + 136.8 \quad (5.1)$$

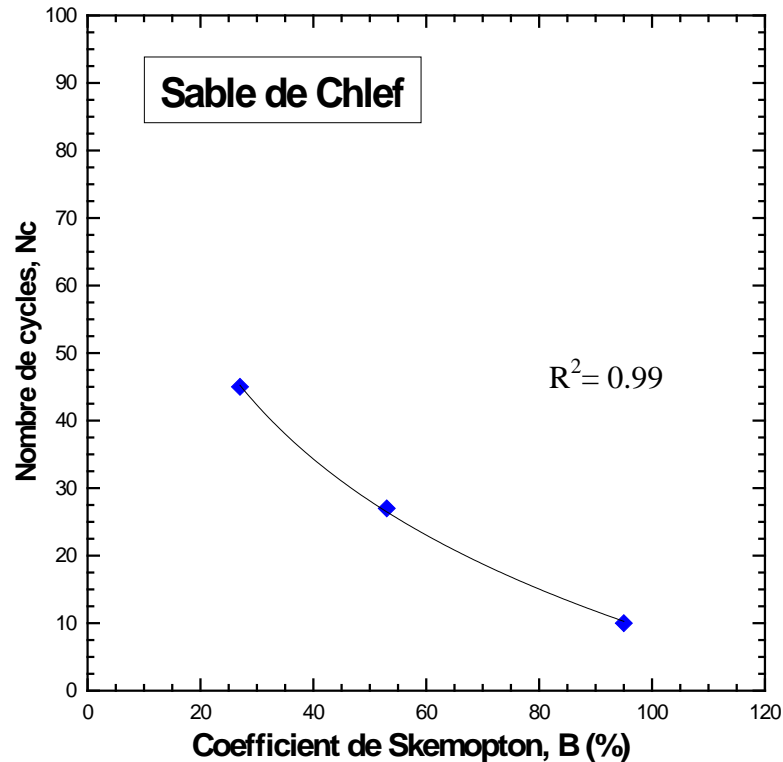


Figure V.4 : Evolution du nombre de cycles en fonction (Nc) du coefficient de Skempton B.

#### V.4 Influence du coefficient B sur le développement des déformations axiales

La figure V.5 illustre le développement des déformations axiales en fonction du temps, on constate une augmentation des déformations axiales au cours du temps et s'amplifie de plus en plus jusqu'à la liquéfaction après 10 cycles pour l'échantillon avec un coefficient  $B=95\%$ , le développement de la croissance des déformations axiales pour les échantillons avec un coefficient de Skempton  $B=53$  et  $27\%$  est retardé par rapport à celui avec un coefficient  $B=95\%$  et par conséquent retarde la liquéfaction qui est obtenue après 27 et 45 cycles respectivement.



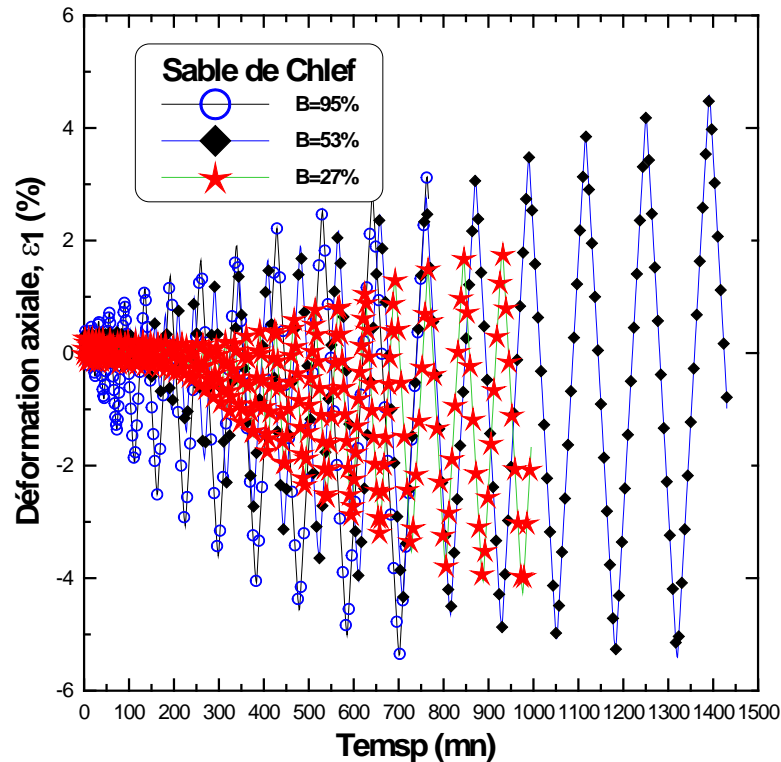


Figure V.5 : Evolution de la déformation axiale (%) en fonction du temps (T).

### V.5 Influence du coefficient B sur le taux de la pression interstitielle.

La figure V.6 illustre l'évolution du taux de génération de la pression interstitielle en fonction du temps. On constate pour l'échantillon avec un coefficient  $B=95\%$  une augmentation et une croissance rapide de la pression interstitielle au cours des premiers cycles et par conséquent une accélération de la liquéfaction, par contre pour les autres échantillons avec un degré de saturation  $B=53$  et  $27\%$  la génération de la pression interstitielle ( $u$ ) est retardé jusqu'à 27 et 45 cycles pour la liquéfaction totale des échantillons. Ces essais ont bien montré l'influence du degré de saturation quant à l'amplification de la phase de contractance pour des degrés de saturation élevés, tandis que pour les faibles degrés de saturation la phase de contractance est retardée.

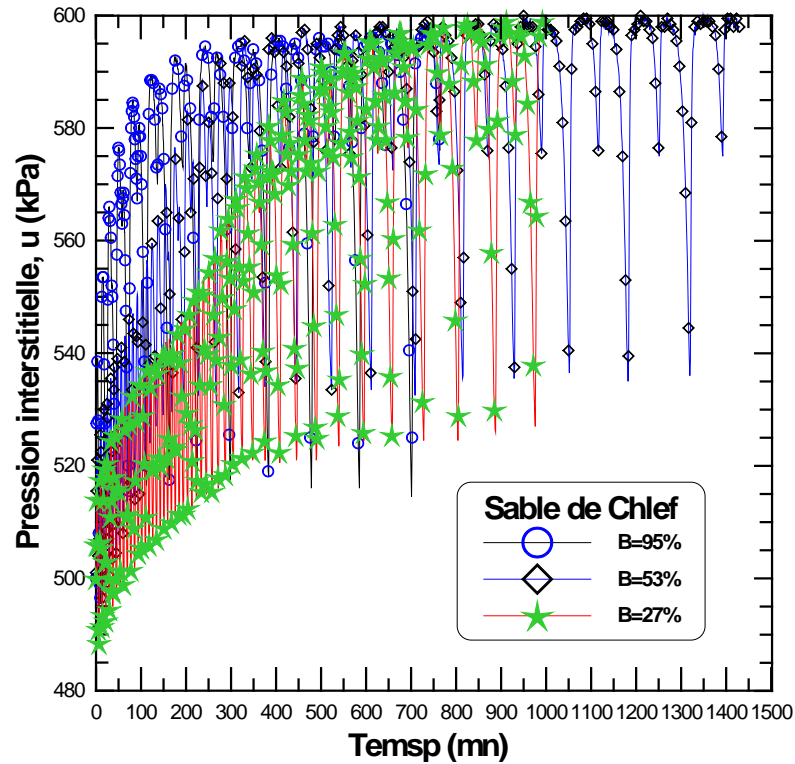


Figure V.6 : Evolution de la pression interstitielle ( $U$ ) en fonction du temps ( $T$ ).

## V.5 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les résultats des essais cycliques réalisés sur des échantillons de sable de densité relative moyenne  $Dr= 50\%$ , cisailés sous une contrainte effective moyenne de 100 kPa et avec un degré de saturation  $B$  variant de 27, 53 et 95%.

Les résultats ont montré que la liquéfaction est très affectée par le degré de saturation  $B$ . L'augmentation du degré de saturation amplifie la phase de contractance ce qui se traduit par une réduction importante de la résistance de la liquéfaction.

## **Conclusion Générale**

## Conclusion Générale

Ce travail a été réalisé en laboratoire pour étudier et voir l'influence de certains paramètres tels que le confinement, l'état de compacité (densité relative) et la présence de fines sur la résistance au cisaillement et aussi à la liquéfaction du sable de Chlef qui sont souvent rencontrés dans la pratique. Cette étude a comporté des essais en laboratoire sur divers chemins de chargement (chargement monotone et cyclique) et aussi dans différentes conditions des sols.

Les essais monotones non drainés sur sable de Chlef de densité relative moyenne montrent que la contrainte moyenne effective affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement du sable et augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne.

La pression interstitielle est aussi affectée par la contrainte moyenne de confinement et augmente selon une progression logarithmique avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne.

L'augmentation du degré de saturation mène à une diminution de la résistance au cisaillement pour les trois confinements étudiés. Une très bonne corrélation est trouvée entre la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) et le coefficient de Skempton ( $B$ ).

Les résultats montrent que l'effort résiduel ( $S_{us}$ ) diminue avec l'augmentation du degré de saturation qui caractérisé par le coefficient de Skempton ( $B$ ) d'une manière logarithmique.

L'influence de la contrainte de confinement ( $\sigma'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa) sur la résistance non drainée du sable de Chlef partiellement saturé de densité moyenne  $D_r = 15, 50$  et  $70\%$  montrent que la contrainte moyenne effective affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement du sable et augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne.

La pression interstitielle est aussi affectée par la contrainte moyenne de confinement et augmente selon une progression logarithmique avec l'augmentation de la contrainte effective moyenne pour les trois densités relatives étudiées.

La présence des fines dans les échantillons de sol amplifie la phase de contractance pour les trois confinements étudiés et par conséquent la résistance diminue avec l'augmentation du degré de saturation.

Les résultats des essais cycliques réalisés en contrainte imposée avec déviateur alterné (-70, +70 kPa) sur des échantillons de sable de densité relative moyenne  $D_r = 50\%$  ; cisailés sous une contrainte effective moyenne de 100 kPa, avec un degré de saturation  $B$  variant de 27, 53 et 95% ont montré que la liquéfaction est très affectée par le degré de saturation  $B$ . L'augmentation du degré de saturation amplifie la phase de contractance ce qui se traduit par une réduction importante du potentiel de liquéfaction.

Le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction diminue avec l'augmentation du degré de saturation et augmente pour les essais avec un faible degré de saturation.

**Recommandations :** On recommande de reprendre les essais cycliques avec préchargement monotone, ayant différents degrés de saturation sur des échantillons de sol contenant des fines plastiques et non plastiques avec contrôle de la succion en contrainte et déformation imposée.

Faire un modèle numérique pour l'étude de la liquéfaction sur des sols partiellement saturés

## Références

- Arab A. (2008)** : « Behaviour soils under monotonic and cyclic loading», Ph.D. dissertation, Univ. of Scienc. And technology of Oran, Oran, Algeria (2008).
- Arab Ahmed (2009)** :« Monotonic and cyclic behaviour of silty sand», C. R. Mecanique 337 (2009) 621–631
- Arab, A., Shahrour, I., Lancelot, L. (2011)** :« A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand». Journal of Iberian Geology, Vol.37, N°1, 29-36.
- Al Mahmoud M. (1997)**: « Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes», Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille.
- Amini F. & Sama K.M. (1999)**: « Behaviour stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions», Soil Dynamic Earthquake Engineering, 18, 445-455.
- Benahmed N. Canou J. & Dupla J.C. (2004)**: « structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable», Comptes Rendus de Mécanique, Elsevier, 332, pp. 887-894.
- Been K., Colin B.H., Crooks J.H.A., Fitzpatrick S.W., Jefferies M.G., Rogers B.T. & Shind S. (1987)**: « Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides», Discussion, Canadian Geotechnical Journal, Vol.21, pp. 170-179.
- Bishop A. W. & Wesley L.D. (1975)**: « A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing», Geotechnique, Vil.25, N° 4, pp. 657-670.
- Bouferra Rachid (2000)**: « Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols», Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille USTLille, 2000, p. 110.
- Castro G. (1975)**: « liquefaction and mobility cyclique of saturated sands», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, N°GT6, pp. 551-569.
- Castro G. (1969)** : «Liquefaction of sands», PhD thesis, Harvard Univ, Cambridge, 112p.
- 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.
- Casagrande A. (1936)**: « caractéristique of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills», Journal of the Boston Society of Civil Engineers.pp. 257-276.
- Canou J., Bahda F., Saïtta A. & Dupla J.C. (1994)** : « Initiation de la liquéfaction des sables sous chargement monotones et cyclique», Proceeding 13ème Int Conf. Soil Mech. Found. Eng., New Delhi, pp. 1297-1300.
- 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.

- Chaney R.C. (1978)** : « Saturation effects on the cyclic strength of sands», *Earthquake Engineering and Soil dynamics*, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.
- Della N, Arab A, Belkhatir M (2011)** : «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* 4(5– 6):983–991
- Giroud P. & Cordary D. (1976)** : « Variation du coefficient de Skempton B », *Annales de I.T.B.T.P.*, N°335.
- 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.
- Ishihara K., Tatsuoka F. & Yasuda S. (1975)** : « Un-drained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses», *Soils and Foundations*, Vol. 18, N°1, pp. 57-72
- Ishihara K. & Takatsu H (1979)**: « effects of oversurconsolidation and K0 conditions the liquefaction characteristics of sands», *Soils and Foundations*, Tokyo, Japon, PP.59-68.
- Ishihara K., Sodekawa M., & Tanaka Y. (1978)**: « Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines», *Dynamic Geotechnical testing*, ASTM STP 654, pp.246-264.
- Ishihara K. (1985)** : « Stability of natural deposits during earthquakes», *proc. 11th Int. Conf. on Soils Mechanics and foundations Eng.*, San Francisco, vol. 1, pp. 321-376.
- Konrad J.M., Flavigny E. & Meghachou M. (1991)** : « comportement non drainé du sable d'hostun Rf Lâche», *revue Française de géotechnique*, N°54, pp. 53-63.
- Lade P.V. (1993)** : « Initiation of static instability in the submarine Nerlerk Berm», *Canadian Geotechnical Journal.*, Vol.30, pp. 895-904.
- Lade P.V. & Hernandez S.B. (1977)**: « Membrane penetration effects in undrained tests», *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol.103, NGT2, February 1977, pp. 109-125
- Lade P.V. & Yamamuro J.A. (1997)**: « Effects of nonplastic fines on static liquefaction sands», *Canad. Geotech. Journal*, Ottawa 34, 918-928.
- Lade R.S. (1974)** : « Specimen preparation and liquefaction of sands», *Journal Geotechnical Engineering*, vol. 100, GT 10, PP. 1180-1184.
- 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.
- Lee K.L., & Fitton J.A. (1968)**: «Factors effecting the dynamic strength of soil. Vibration affects on soil and foundation » *ASTM, STP450*, American society for testing and materials.

- 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.
- 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.
- Martin G.R., Finn W.D.L. & Seed H.D. (1978):** « Effects of system compliance on liquefaction tests », Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, NGT4,
- 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.
- Mullilis J.P., Townsend F.C., & Horz R.C. (1978):** « triaxial testing techniques and sand liquefaction », ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279.
- Mullilis 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.
- Pecker A. (1984):** « Dynamique des sols », Presses des Pont et Chaussées, Paris.
- Poulos S.J. (1981) :** «The steady of deformation», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.
- Roscoe K.H., Schofield A.N. & Wroth CP (1958):** « On the yielding of soils », Geotechnique, Vol.8, N°1, pp.22-53.
- Robinet J.C., Mohkam M., Doanh D.& Torrenti J.M. (1983) :** « Amélioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons », 18ème Colloque annuel du groupe Français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.
- Seed H.B. & Lee K.H. (1966) :** « Liquefaction of saturated sands during cycling loading », Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 92, N°6, pp. 105-134.
- Seed H.B., Seed R.B., Schlosser F., Blondeau F.& Juran I.(1988) :** « The land slide at the port of Nice on October », University Of California, Berkeley, earthquake Engineering research Center, report N° 88/11, pp. 1-67.
- Seed H.B., & Idriss I.M. (1971):** «Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential », Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97, SM9, pp. 1249-1274.



- Seed H.B & Peacock W.H. (1971):** « Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics», Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97 (8), 1099-1119
- Sladen J.A., D'Hollonder R.D., Krahn J. & Mitchell D.E. (1985b):** « Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides», Canadian Geotechnical Journal., Vol.22, pp. 579-588.
- Sladen J.A.,& Handford G. (1987):** « A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands», Canadian Geotechnical Journal., Vol.24, pp. 462-466.
- Sherif A.M., Ishibashi & Tsuchiya (1977):** « Saturation effects on initial soil liquefaction», Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, vol. 103, N°GT8, pp. 914-917.
- Shind S. (1987):** « Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides», Discussion, Canadian Geotechnical Journal, Vol.21, pp. 170-179.
- Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968):** «Critical state soil mechanics», McGraw-Hill, London
- Sidaner J.F. (1981) :** « Comportement cyclique transitoire des milieux pulvérulents», Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris
- Tatsuoka F., Maeda S., Ochi K. & Fugii S. (1986) :** « Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loading », Soils and Foundations, vol. 26, N°2, pp. 73-90
- Touati A.(1982) :** « comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes», Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 201P.
- Tatsuoka F., Maeda S., Ochi K. & Fugii S. (1986) :** « Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loading », Soils and Foundations, vol. 26, N°2, pp. 73-90
- Tatsuoka F. & Ishihara K. 1974) :** « Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction», Soils and Foudations, Vol. 14, N° 3, pp. 51-65.
- Tatsuoka F., Miura S., Yoshimi Y., Yasuda S., & Makihara Y. (1986b):** « Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program, Soils and foundations», 26, 117-128.
- Tatsuoka F., Toki S., Okamoto M., Yasuda S., & Tanizawa F. (1986a) :** « Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand », Soils and foudations, 26, 99-116.
- Tatsuoka F., Molenkamp F., Torii T. & Hino T. (1984):** «Behavior of lubrication layers of platens in element tests», Soils and foundations, vol.24, n°1, March, p.113-128.
- Tsuchida H. (1970) :** « Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits », Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japon),
- Vaid P.V. & Sivathayalan S., (1995):** «Errors in estimates of void ration of laboratory sand specimens», Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, pp.1017-1020.

**Wichtmann T., Niemunis A., Triantafyllidis Th. & Poblete M. (2005):** «Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance », Soil Dynamics and earthquake engineering, Vol. 25, pp. 923-932.

**Yamamuro J.A. & Covert K.M. (2001):** «Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content», », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol., 127, N°4, pp. 314-324.

**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 et Ishihara (1995) :** « On the influence of nonplastic fines on residual strength», proceedings of IS- TOKYO 95, first International Conference on earthquake geotechnical engineering –ed. K. Ishihara), pp. 239-244, Rotterdam: A. A. Balkema