

THESE

Présentée pour obtenir

LE DIPLOME DE DOCTORAT LMD

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Par

BELHOUARI Fethi

**Etude du Comportement d'un Sol Non Cohérent à la
Liquéfaction Amélioré par Inclusion**

Soutenue le 19/11/2015

Devant le jury composé de :

Président :	M. MISSOUM Hanifi	Professeur	Université de Mostaganem
Examineurs :	M. MEKERTA Belkacem	Professeur	Université d'Adrar
Examineurs :	M. DELLA Noredine	MC-A	Université de Chlef
Directeur de thèse :	M. BENDANI Karim	Professeur	Université de Mostaganem

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué au Laboratoire de recherche « Construction, Transport et Protection de l'Environnement » du département de Génie Civil et Architecture de l'Université de Mostaganem. 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.

Une thèse de doctorat est par définition le fruit d'un travail personnel, mais qui pour ma part n'aurai jamais abouti sans l'aide et l'assistance de certaines personnes que je souhaite remercier ici.

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

Je tiens à remercier tout d'abord mon directeur de thèse le Professeur BENDANI Karim de m'avoir proposé un thème aussi intéressant que subtil, pour son encadrement, ses conseils, et d'avoir mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour son aboutissement. Il a fait preuve d'une grande disponibilité, m'a fourni un soutien constant et une aide précieuse, me faisant profiter aussi de ses compétences théoriques et de son expérience.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements au Professeur MISSOUM Hanifi pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse, je le remercie également pour son soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses.

Mes sincères remerciements à monsieur MEKERTA Belkacem professeur à l'université d'Adrar et monsieur DELLA Noredine maître de conférences à l'université de Chlef d'avoir accepté de juger ce travail.

A tous mes collègues du département de génie civil et plus spécialement du laboratoire : Mr DERKAOUI Mohammed, pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

Je remercie mes proches pour leurs soutiens et leurs encouragements

Merci à toutes et à tous.

RESUME

Le travail de cette thèse consiste à entreprendre une étude expérimentale sur le comportement d'un sable à la liquéfaction et aussi l'influence de certains paramètres sur le comportement mécanique du sol.

Il est présenté dans ce travail une étude bibliographique sur le phénomène de la liquéfaction des sols et sur l'influence de certains paramètres sur leur résistance à la liquéfaction. Aussi, il est présenté les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction ainsi que les méthodes de traitement et d'amélioration des sols liquéfiables.

Une investigation expérimentale a été réalisée sur un sable prélevé dans la partie Est de la ville de Mostaganem (la zone côtière de KHARROUBA). Cette zone connaît un grand nombre des projets de construction de bâtiment où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions fondées sur ces massifs sableux. Des échantillons de ce sol ont été soumis à des essais de caractérisation et d'identification en laboratoire.

Pour étudier l'influence des fines et des caractéristiques granulométriques sur le comportement mécanique (Résistance au pic et résiduelle), un sol reconstitué avec des teneurs en fines variant de 0 à 50% a été soumis aux essais triaxiaux à chargement monotone dans des conditions non drainées. Le programme expérimental a été réalisé avec deux densité relative 15% et 45 et avec trois pressions de confinement 100, 200 et 300 kPa.

Les résultats obtenus de ces essais ont montré que le sol considéré présente un comportement contractant lorsque la teneur en fines est inférieure à 30%. Au-delà de 30%, le comportement devient dilatant. Il est noté d'après les résultats, qu'il existe un comportement d'instabilité en moyennes déformations, suivi d'un regain de résistance en grandes déformations, ce qui nous conduit à dire qu'on est en face d'un phénomène de liquéfaction limitée.

Mots clé : Liquéfaction, Comportement mécanique du sable, Essai triaxial, Conditions non drainées, Teneur en fines, Résistance résiduelle.

ABSTRACT

The work of this thesis is to undertake an experimental study on the behavior of a sand liquefaction and also the effect of some parameters on the mechanical behavior of the soil.

It is presented in this work a bibliographical study on the phenomenon of soil liquefaction and the effect of some parameters on resistance to liquefaction. Also, it is presented the liquefaction potential evaluation methods and the methods of treatment and improvement of liquefiable soils.

An experimental investigation was carried out on sand collected in the eastern part of the city of Mostaganem (the coastal area of Kharrouba). This area knows many of the building construction projects where important disorders frequently appear in constructions based on these sandy massifs. Samples of this soil were subjected to tests for characterization and identification. To study the influence of fines and size characteristics on the mechanical behavior (strength at peak and residual), a reconstituted soil with fine grades ranging from 0 to 50% was subjected to triaxial tests with monotonic loading in undrained conditions. The experimental program was carried out with two initial relative densities 15% and 45 % and with three confining pressures 100, 200 and 300 kPa.

The results of these tests have shown that the soil has exhibited a contractive behavior when the fines content is less than 30%. Beyond 30%, the behavior becomes dilative. It is noted from the results that there is an unstable medium deformation behavior, followed by a large deformation resistance boost, which leads us to say that we are facing limited liquefaction phenomenon.

Keywords : Liquefaction, sand mechanical behavior, triaxial test, undrained conditions, fine content, residual resistance.

ملخص

عمل هذه الأطروحة هو إجراء دراسة تجريبية على سلوك تمييع الرمل وأيضا تأثير بعض العوامل على السلوك الميكانيكي للتربة .

كما يعرض في هذا العمل دراسة للبحوث السابقة حول ظاهرة تمييع التربة و تأثير بعض العوامل الرئيسية على مقاومة التميع ، أيضا يتم تقديم أساليب تقييم جهد التميع و كذلك طرق علاج و تحسين التربة المميعة .

أجري في هذا البحث تحقيق تجريبي على الرمل الذي تم جمعه في الجزء الشرقي من مدينة مستغانم (المنطقة الساحلية في خروبة) . هذه المنطقة تشهد العديد من مشاريع بناء العمارات حي تظهر اضطرابات مهمة في الكثير من الأحيان في أساس هذه البناءات المنغمسة في هذه الكتل الرملية .

عينات من هذه التربة خضعت لتجارب تحديد الخصائص و تحديد الهوية . لدراسة تأثير الحبيبات الصغيرة و خصائص الحجم على السلوك الميكانيكي (المقاومة في الذروة والمنطقة المتبقية)، تربة مشكلة مع درجات مختلفة لمحتوى الحبيبات من 0 إلى 50 % خضعت لتجارب في ظروف غير نفاذة.

أظهرت نتائج هذه التجارب أن التربة تأخذ سلوك منكمش عندما تكون محتوى الحبيبات اقل من 30 %، فما فوق 30% يصبح السلوك في حالة ارتخاء . و يلاحظ من النتائج أن هناك سلوك غير مستقر من ناحية التشوه يليه دفعة مقاومة كبيرة التشوه و هو ما يقودنا الى القول بأننا أمام ظاهرة التمييع المحدودة .

الكلمات الدالة: التميع ، السلوك الميكانيكي للرمل ، محتوى الحبيبات ، مقاومة في المنطقة المتبقية ، ظروف غير نفاذة .

Table des matières

Remerciements	(i)
Résumé	(ii)
Abstract	(iii)
Résumé en Arabe	(iv)
Liste des figures	(x)
Liste des tableaux	(xv)
Liste des sigles et abréviations	(xvi)
Introduction générale	(xviii)

PARTIE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I

Comportement des sols vis-à-vis de la liquéfaction

I.1. Introduction	2
I.2. Phénomène de la liquéfaction	4
I.2.1. Interprétation Physique de la liquéfaction	5
I.2.2. Les sols susceptibles à la liquéfaction	6
I.2.2.1 Influence de l'état de sol	8
I.2.2.2 La nappe phréatique	9
I.2.2.3 La forme des particules	9
I.3. Comportement mécanique du sol	9
I.3.1. Caractéristiques non drainées	10
I.3.2. Caractéristiques drainées	11
I.3.3. Comportement mécanique du sol Sableux	11
I.3.3.1 Notions de contractance et de dilatance	13
I.3.3.1.1 Contractance	13
I.3.3.1.2 Dilatance	13
I.3.3.2 Etat critique et Etat caractéristique	14
I.3.3.2.1 Etat critique	14
I.3.3.2.2 Etat caractéristique	16
a) Variations de volume d'un sable sous chargement monotone	17
b) Variation de volume d'un sable sous chargement cyclique	18
I.4. Les paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction	21
I.4.1. Influence de la densité relative	21
I.4.2. Influence de la saturation	22
I.4.3. Influence de la Granulométrie	24

I.4.4. Influence de la pression de confinement	25
I.4.5. Influence de la présence des fines	26
I.4.6. Influence de la Surconsolidation	28
I.4.7. Influence Pré-cisaillement	31
I.5. Conclusion	32

Chapitre II

Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

II.1. Introduction	33
II.2. Evaluation de la résistance à la liquéfaction des sols.....	34
II.2.1. Méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction	34
II.2.1.1 Le rapport de contrainte cyclique (CSR)	34
II.2.1.2 Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique (CRR)	37
II.2.2. Les essais in situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction	41
II.2.2.1 Essai de pénétration standard (SPT)	41
II.2.2.1.1 Détermination de la valeur de $(N_1)_{60}$	42
II.2.2.1.2 Normalisation des résistances de pénétration (C_N)	44
II.2.2.2 Essai de pénétration au cône (CPT)	46
II.2.2.3 Mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s)	50
II.2.2.4 Comparaison entre les méthodes appliquées	52
II.2.3. Les essais en laboratoire pour identifier les sols liquéfiables.....	54
II.2.3.1 Essai de cisaillement direct.....	54
II.2.3.2 Essai de cisaillement à l'appareil triaxial.....	56
II.2.3.2.1 Représentations de Lambe et de Cambridge	57
(i) Chemin de contraintes effectives	57
II.2.3.2.2 Appareillage de l'essai triaxial	60
II.2.3.3 Avantages et inconvénients des études expérimentales au laboratoire	61
II.3. Conclusion.....	62

Chapitre III

Méthodes de traitement et d'amélioration des sols liquéfiables

III.1. Introduction	63
III.2. Domaines d'application des techniques d'amélioration des sols	64
III.3. Les Différentes techniques de traitement du sol	65
III.4. Classification générale des procédés d'amélioration et renforcement.....	66
III.4.1. Technique d'amélioration du sol en masse	67
III.4.1.1 Préchargement	67
III.4.1.2 Drains verticaux	69
III.4.1.3 Compactage dynamique	70
III.4.1.4 Compactage d'impact rapide (Rapid Impact Compaction)	71
III.4.1.5 Le vibroflottation (Vibrocompactage)	72
III.4.2 Amélioration et renforcement des sols par inclusion souples	75
III.4.2.1 Les colonnes ballastées.....	75
III.4.3. Renforcement de sol par inclusions rigides.....	77
III.4.3.1 Principe de fonctionnement	78
III.4.3.2 Inclusions rigides (INSER)	81
III.4.4. Injection des sols grenus et sols fins	81
III.4.4.1 Jet grouting	81
III.4.4.2. Les principaux avantages du jet grouting	83
III.5. Méthodes de contrôle de l'efficacité du traitement	83
III.6. Quelques exemples de renforcement du sol.....	85
III.6.1. Échangeur de La Charguia en Tunisie (1996-1999)	85
III.6.2. Usine de verre plat Saint Gobain (Roumanie 2004)	86
III.6.3. Port de la Condamine MONACO (2002-2003).....	86
III.6.4. Port de Valence Espagne (2006-2007)	86
III.6.5. Raffinerie Général Lazaro Cardenas - Minatitlan Mexique (2005-2007)	87
III.7. Conclusion.....	87

ETUDE EXPERIMENTALE

Chapitre IV

Dispositif expérimental et mode opératoire

IV.1. Introduction	91
IV.2. Dispositif expérimental.....	92
IV.2.1. Présentation générale	92
IV.2.2. Paramètres mesurés et calculés	94
IV.3. Procédures expérimentales de l'essai triaxial	94
IV.3.1. Mode opératoire	94
IV.3.2. Préparation d'un échantillon	95
IV.3.2.1 Système d'antifretage	96
IV.3.2.2 Mode de dépôt	96
(i) Déversement à sec (DS)	96
(ii) Sédimentation (WS)	97
(iii) Placement humide (MP)	98
(iv) Préparation par sous compaction	98
IV.3.2.3 Montage de l'éprouvette dans la cellule.....	99
IV.3.3. Saturation	100
IV.3.4. Essai de cisaillement au triaxial.....	101
IV.3.4.1 Consolidation.....	101
IV.3.4.2 Cisaillement	102
IV.4. Conclusion	102

Chapitre V

**Détermination des caractéristiques géotechniques
du sable de Kharrouba**

V.1. Introduction.....	103
V.2. Localisation du site de prélèvement.....	103
V.3. Matériaux utilisés.....	104
V.4. Caractéristiques physiques du sable de Kharrouba	105
V.4.1. Détermination des caractéristiques physiques.....	105
V.4.1.1 Teneur en eau initiale ω %	105
V.4.1.2 Masse volumique (Absolue / Apparente)	105
V.4.1.2.1 Masse volumique des particules solides ρ_s	105
V.4.1.2.2 Masse volumique humide	106
V.4.1.2.3 Masse volumique sec	106

V.4.2. Caractéristiques dimensionnelles	107
V.4.2.1 Indice des vides	107
V.4.2.2 Analyse granulométrique.....	107
V.4.2.3 Plasticité	109
V.5. Résultats des essais de mélange sable-limon	111
V.6. Conclusion	113

Chapitre VI

Comportement mécanique et influence des fines sur la résistance au cisaillement d'un sol sableux sous chargement monotone

VI.1. Introduction	114
VI.2. Essais de compression non drainée	115
VI.2.1. Essais triaxiaux sur le sol naturel à 1 m et 4 m de profondeur	115
VI.2.2. Essais triaxiaux sur le sol reconstitué	117
VI.3. Influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique du sol reconstitué	122
VI.4. Influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques M et ϕ_s	123
VI.5. Influence des fines et des caractéristiques granulométriques sur le comportement mécanique	125
VI.5.1. Influence des fines et des caractéristiques granulométriques sur la résistance résiduelle S_{ucr}	125
VI.5.1.1 Influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement résiduelle S_{ucr}	125
VI.5.1.2 Effet de diamètre moyen D_{50} sur la résistance au cisaillement résiduelle S_{ucr}	127
VI.5.1.3 Effet de coefficient d'uniformité et de courbure sur la résistance au cisaillement résiduelle S_{ucr}	128
VI.5.2. Influence des fines et des caractéristiques granulométriques sur la résistance au pic	129
VI.5.2.1 Influence de la teneur en fines sur la résistance au pic	129
VI.5.2.2 Effet de diamètre moyen D_{50} sur la résistance au pic	129
VI.5.2.3 Effet des coefficients d'uniformité et de courbure sur la résistance au pic.....	130
VI.6. Conclusion	131
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE	133
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	136

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Fig I.1 Schéma d'une rupture de fondation d'après le phénomène de la liquéfaction	3
Fig I.2 Quelques dégâts historiques d'après le phénomène de la liquéfaction	4
Fig I.3 Schéma d'un glissement de terrain majeur résultant de la liquéfaction d'une couche de Sable	5
Fig I.4 Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (adaptée de Hunt, 1986)	8
Fig I.5 Chemins de contraintes non drainés dans les plans $(p'-q)$ et $(p'-e)$	10
Fig I.6 Chemins de contraintes drainées dans les plans $(p'-q)$ et $(\lg p'-e)$	11
Fig I.7 Comportement d'un sable dans différentes états de compacité	12
Fig I.8 Notion de contractance	13
Fig I.9 Notion de dilatance	13
Fig I.10 Comportement volumique d'un sable dans différentes états	14
Fig I.11 Représentation des paramètres d'état critique dans les plans $(p'-q)$ et $(\log p'-e)$..	15
Fig I.12 Courbes de cisaillement pour deux types de sable (dense, lâche) (Castro, 1969)	16
Fig I.13 Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (Luong, 1978)	16
Fig I.14 Variation de volume sous chargement monotone (Pecker, 1984)	17
Fig I.15 Comportement du sable en condition non drainée (Pecker, 1984)	19
Fig I.16 Trajet de contrainte effective en condition non drainée (Pecker, 1984)	19
Fig I.17 Courbes de cisaillement pour deux types de sable (dense, lâche) (Castro, 1969)	20
Fig I.18 Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986b)	21
Fig I.19 Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction des sables (Chlef, Rass et Hostun) (Arab et Shahrour, 2010)	22
Fig I.20 Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, (Martin et al., 1978)	23
Fig I.21 : Influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur le comportement non drainé du sable d'Hostun (Arab, 2008)	24
Fig I.22 Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)	25
Fig I.23 Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995)	25
Fig I.24 Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002)	26
Fig I.25 Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Troncoso, 1990)	27
Fig I.26 Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Koester., 1994)	27
Fig I.27 Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt) (Yamamuro et Covert, 2001)	28

Fig I.28 Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al., 1978)	29
Fig I.29 Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2001)	29
Fig I.30 Evolution du déviateur maximal en fonction du rapport de surconsolidation (OCR)(Della, 2010)	30
Fig I.31 Evolution de la pression interstitielle au pic en fonction du rapport de surconsolidation (Della, 2010)	30
Fig I.32 Influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-SM (FC = 10%) (Arab ,2012)	31
Fig I.33 Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, (q_s : déviateur, sable lâche ($D_r = 50\%$) ; sable dense ($D_r = 70\%$); (Hyodo et al., 1991)	32

CHAPITRE II

Fig II.1 Facteur de réduction des contraintes (r_d) en fonction de la profondeur (tirée de Seed et Idriss, 1971)	36
Fig II.2 Les valeurs de magnitude facteur d'échelle définies par divers chercheurs (Rapport de MSF Tirée de Youd et Idriss, 2001)	38
Fig II.3 Valeurs de MSF proposées par divers auteurs	39
Fig II.4 Correction K_α proposée par Harder et Boulanger (1997) (tirée de Bhatia et al., 1985)	39
Fig II.5 Abaques pour la détermination de K_σ (Hynes et Olsen, 1999)	40
Fig II.6 Abaques pour la détermination de K_σ (Idriss et Boulanger, 2008)	41
Fig II.7 Courbe de base simplifiée recommandée pour le calcul de CRR à partir des données de SPT ($\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$ ($\approx 1 \text{ tsf}$)).(modifiée d'après Youd TL, Idriss IM, 2001)	42
Fig II.8 La variation de $\Delta(N_1)_{60}$ avec teneur en fine F_c	45
Fig II.9 Photo d'un cône électrique	46
Fig II.10 Courbe de base simplifiée recommandée pour le calcul de CRR à partir des données de CPT pour sable propre et pour $M = 7,5$ et $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$ ($\approx 1 \text{ tsf}$). (Idriss et Boulanger, 2006)	47
Fig II.11 Variation de Δq_{cIN} avec teneur en particules fines et q_{cIN}	49
Fig II.12 La comparaison des études de cas sur le terrain pour les sols sans cohésion avec la teneur en fines élevée et une courbe recommandé pour les sols sans cohésion avec $FC = 35\%$	49
Fig II.13 Relations CPT pour sols pulvérulents avec différentes fractions de fines non plastiques (Idriss and Boulanger, 2006)	50
Fig II.14 Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude et pour des sols propres non cimentés d'âge holocène (Andrus et Stokoe, 1997)	52
Fig II.15 a) Schéma de la boîte de cisaillement ; b) Courbes contrainte-déplacement	55
Fig II.16 Schéma de la cellule triaxiale (C. Plumelle, 2002)	57
Fig II.17 Etat de contrainte	57

<u>Fig II.18</u> <i>Plan de Mohr (τ, σ) et plan de Lambe (s, t)</i>	58
<u>Fig II.19</u> <i>Représentation des chemins de contraintes dans un essai non drainé</i>	59
<u>Fig II.20</u> <i>Chemins de contraintes selon Lambe et Cambridge</i>	59
<u>Fig II.21</u> <i>Comportement non drainée des sables</i>	60

CHAPITRE III

<u>Fig III.1</u> <i>Applicabilité des techniques d'améliorations des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initiale (Debats J.M, 2003)</i>	65
<u>Fig III.2</u> <i>Principe de préchargement pour le contrôle des tassements (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988)</i>	68
<u>Fig III.3</u> <i>Technique de chargement par remblai (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988)</i>	68
<u>Fig III.4</u> <i>Technique de chargement par réservoir (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988)</i>	68
<u>Fig III.5</u> <i>Phases de mise en place des drains de carton, Magnan (1983)</i>	70
<u>Fig III.6</u> <i>les différentes méthodes utilisées, Magnan (1983)</i>	70
<u>Fig III.7</u> <i>Exemple d'application sous un bâtiment et une voirie (Document de Killer®)</i>	72
<u>Fig III.8</u> <i>Réarrangement des grains lors de la vibration</i>	73
<u>Fig III.9</u> <i>Fuseaux granulométriques des sols où le vibrocompactage est recommandé, (Reiffsteck, 2008)</i>	74
<u>Fig III.10</u> <i>Domaine d'application selon divers auteurs</i>	76
<u>Fig III.11</u> <i>Mode opératoire de la technique de colonne ballastée par voie humide et sèche (procède Killer)</i>	77
<u>Fig III.12</u> <i>Schéma de principe du renforcement par inclusions rigides (Briançon L, 2002)</i> ..	78
<u>Fig III.13</u> <i>fonctionnement d'un renforcement géosynthétique sur inclusions rigides (Huckert. A et al., 2015)</i>	80
<u>Fig III.14</u> <i>Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai, d'après (Zanziger et Gartung, 2002)</i>	81

CHAPITRE IV

<u>Fig IV.1</u> <i>Schéma d'un système AUTOTRIAX (Appareil triaxial)</i>	93
<u>Fig IV.2</u> <i>Schéma d'une éprouvette dans la cellule triaxiale utilisé</i>	95
<u>Fig IV.3</u> <i>Préparation par déversement à sec (échantillon lâche)</i>	97
<u>Fig IV.4</u> <i>Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW)</i>	98
<u>Fig IV.5</u> <i>Préparation par sous compaction</i>	99
<u>Fig IV.6</u> <i>Mise en place d'un échantillon dans la cellule triaxial</i>	100

CHAPITRE V

<u>Fig V.1</u> Région de Mostaganem	104
<u>Fig V.2</u> Couches profond de sable de région de Mostaganem (Algérie)	104
<u>Fig V.3</u> Vue à l'échelle microscopique des grains de sable de Kharrouba	105
<u>Fig V.4</u> Courbe granulométrique de sable naturel à deux profondeurs 1 et 4m.....	108
<u>Fig V.5</u> Courbe granulométrique de sable-limon reconstitué	108
<u>Fig V.6</u> Courbe de la limite de liquidité	110
<u>Fig V.7</u> Variation des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines (Mostaganem)	112
<u>Fig V.8</u> Courbe granulométrique de sol reconstitué en fonction de la fraction des fine	112

CHAPITRE VI

<u>Fig VI.1.</u> Résultats d'essai de compression non drainé sur sable naturel de 1m de profondeur. a) chemins des contraintes (q, p') ; b) déviateur des contraintes en fonction de déformation axiale (q, ε_a) ; c) pression interstitielle en fonction de déformation axiale ($\Delta u, \varepsilon_a$)	115
<u>Fig VI.2</u> Résultats d'essai de compression non drainé sur sable naturel de 4m de profondeur. a) chemins des contraintes (q, p') ; b) déviateur des contraintes en fonction de déformation axiale (q, ε_a) ; c) pression interstitielle en fonction de déformation axiale ($\Delta u, \varepsilon_a$)	116
<u>Fig VI.3</u> Echantillon déformé d'après un essai triaxial non drainé $Dr = 15.76 \%$, $p'_c = 300$ kPa, $F_c = 15\%$	117
<u>Fig VI.4</u> Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable propre ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 0\%$)	117
<u>Fig VI.5</u> Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable propre ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 5\%$)	118
<u>Fig VI.6</u> Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable propre ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 15\%$)	119
<u>Fig VI.7</u> Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable propre ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 20\%$)	119
<u>Fig VI.8</u> Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable propre ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 30\%$)	120
<u>Fig VI.9</u> Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable propre ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 40\%$)	121
<u>Fig VI.10</u> Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable propre ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 50\%$)	121

<u>Fig VI.11</u> <i>Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur le mélange sable-limon (Dr =15% ; $\sigma'_3= 100$ kPa)</i>	123
<u>Fig VI.12</u> <i>Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement</i>	124
<u>Fig VI.13</u> <i>Influence de la fraction des fines sur le paramètre d'état critique M</i>	125
<u>Fig VI.14</u> <i>Variation de la résistance au cisaillement résiduelle avec la teneur en fines</i>	127
<u>Fig VI.15</u> <i>Variation de la résistance au cisaillement résiduelle avec diamètre moyen et la teneur en fine</i>	127
<u>Fig VI.16</u> <i>Variation de la résistance au cisaillement résiduelle avec coefficient d'uniformité et la teneur en fine</i>	128
<u>Fig VI.17</u> <i>Variation de la résistance au cisaillement résiduelle avec coefficient de courbure et la teneur en fine</i>	128
<u>Fig VI.18</u> <i>Variation de la résistance au pic avec la teneur en fines</i>	129
<u>Fig VI.19</u> <i>Variation de la résistance au pic avec diamètre moyen et la teneur en fine</i>	130
<u>Fig VI.20</u> <i>Variation de la résistance au pic avec coefficient d'uniformité et la teneur en fine</i>	131
<u>Fig VI.21</u> <i>Variation de la résistance au pic avec coefficient de courbure et la teneur en fine</i>	131

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1 Valeurs de l'indice de densité relative en fonction de l'état du sol (Casagrande, 1936)	12
--	----

CHAPITRE II

Tableau II.1 valeurs de MSF proposées par différents auteurs	38
Tableau II.2 Facteurs de correction pour l'essai SPT (Skempton, 1986 ; Kulhawy et Mayne, 1990 ; Robertson et Wride, 1998)	43
Tableau II.3 Comparaison des avantages et inconvénients des différents essais sur le terrain pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction (NCEER, 1997)	53

CHAPITRE V

Tableau V.1 Masse volumique des particules solides pour le sable et limon	106
Tableau V.2 Les caractéristique de sable naturel pour les deux profondeurs 1m et 4m	109
Tableau V.3 Les résultats de l'essai de la limite de liquidité	109
Tableau V.4 Les résultats de l'essai de la limite plastique	110
Tableau V.5 Propriétés physique du sable de la région de Kharrouba	111
Tableau V.6 Les indices des vides maximal et minimal pour différent teneur en fines	111
Tableau V.7 les propriétés granulométriques de mélange sable-limon	113

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 Les valeurs des paramètres M et ϕ_s du sol reconstitué	124
Tableau VI.2 Résistance au cisaillement résiduelle en fonction des caractéristiques granulométrique et teneur en fines pour une pression de confinement $p'c=300$ kPa	126

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ρ_s (grs/cm ³)	Masse spécifique des grains solides
e	Indice des vides
e_{\max}	Indice des vides maximal
e_{\min}	Indice des vides minimal
ε_{ij}	Composantes du tenseur de déformations
ε_1	Déformation axiale
ε_2 et ε_3	Déformations horizontales
ε_v	Déformation volumique
σ_{ij}	Composantes du tenseur de contraintes
σ'_{ij}	Composantes du tenseur de contraintes effectives
P'_c (kPa)	Pression de confinement effective
P' (kPa)	Pression moyenne effective
u (kPa)	Pression interstitielle (surpression de l'eau)
Δu (kPa)	Variation de la pression interstitielle
F_c	Teneur en fine
B	Coefficient de Skempton
H_0 et V_0	Hauteur et Volume initiaux de l'échantillon
I_d	Indice de densité
D_r	Densité relative
D_{10}	Diamètre des grains équivalent au passage de 10 % de la masse totale
D_{50}	Diamètre des grains équivalent au passage de 50 % de la masse totale
D_{60}	Diamètre des grains équivalent au passage de 60 % de la masse totale
I_p	Indice de plasticité
σ'	La contrainte effective,
σ	La contrainte totale
τ	Contrainte tangentiel (La résistance au cisaillement)
ϕ	Angle frottement interne
C	La cohésion
w_L	Limite de liquidité
w	Teneur en eau (%)
γ	Poids volumique
γ_d	Poids volumique du sol sec
γ_w	Poids volumique de l'eau
I_L	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité
e_{\max} et e_{\min}	Indice des vides maximal et minimal
OCR	Rapport de surconsolidation
q	Contrainte déviatorique
CSR	Le rapport de contrainte cyclique

σ'_{vo}	Contrainte effective verticale initiale (kPa)
τ	Contrainte de cisaillement
τ_{cyc}	Contrainte cyclique
r_d	Coefficient de réduction des contraintes
a_{max}	Accélération horizontale maximale à la surface du sol
CRR	Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique
MSF	Facteur de correction pour la magnitude du séisme (Magnitude Scaling Factor)
F_s	Facteur de sécurité
SPT	Essai de pénétration standard
$(N_1)_{60}$	Le nombre de coup normalisé
$(N1)_{60cs}$	Valeur équivalente de l'indice de l'essai SPT corrigée pour un sable propre et pour une efficacité de 60 % de l'énergie totale
CPT	Essai de pénétration au cône
q_s	Frottement latéral pour le CPT
q_{c1}	La résistance de pénétration corrigée
$(q_{c1N})_{cs}$	Résistance en pointe normalisée pour le CPT et corrigée pour un sable propre
V_s	Mesure de la vitesse des ondes de cisaillement
V_{s1}^*	Valeur limite de V_{s1} pour atteindre la liquéfaction
C_u	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
S_{ucr}	La résistance au cisaillement résiduelle
q_{pic}	La résistance au pic

Introduction Générale

La déformation des sols est un problème géotechnique sérieux, capable de causer des dégâts souvent irréparables, non seulement pour des ouvrages anciens mais aussi de nouvelles constructions.

La structure des sols grenus met en œuvre des forces intergranulaires relativement petites. En revanche, les forces intergranulaires des fines plastiques sont relativement grandes (Mitchell, 1993). Les sables limoneux peuvent être considérés comme une matrice se composant de deux submatrices : l'une à gros grains, constituée de particules de sable, et l'autre à grains fins, constituée de fines (Thevanayagan, 1998).

La liquéfaction des sols non cohérents saturés (sables limoneux), sous l'action d'un chargement statique ou cyclique, représente le phénomène le plus dévastateur des projets d'aménagement du territoire et de construction. Il semblerait que Hazen a été le premier à utiliser le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie. Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. 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 intergranulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale. Les principes associés à la liquéfaction des sols naturels sont étudiés depuis plusieurs années, et surtout depuis 1964 de Niigata (Japon) (Seed et Idriss, 1967), à la suite des tremblements de terre d'Anchorage Alaska (États-Unis) (Seed, 1968), ainsi que plus récemment les séismes de Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Japan (1995), Turkey (1999), Taiwan (1999), Nisqually, (2001) et New Zealand, (2011).

Plusieurs auteurs ont mené des recherches afin de mieux comprendre le phénomène de la liquéfaction (pecker, 1984). Certains auteurs ont aussi concentré leurs recherches sur l'évaluation du potentiel de liquéfaction (Konrad, 1993 ; Canou et al.1991 ; Uzuoka et al.1998). Ainsi, plusieurs méthodes visant à réduire le potentiel de liquéfaction des sols ont été développées comme l'amélioration par compactage dynamique, drainage etc... Les deux principales avenues pour réduire le potentiel de liquéfaction sont de contrôler les surpressions interstitielles et de limiter les déplacements du matériau. Pour y arriver, ces méthodes peuvent viser un changement de l'état du sol en place (i.e. baisse du degré de saturation et/ou de

l'indice des vides) ou de modifier son comportement mécanique par l'ajout d'inclusions diverses.

Des études théoriques et expérimentales ont été réalisées (Mc Geary, 1961 ; Lade et al., 1998) pour observer l'effet des fines non plastiques sur l'indice des vides minimal des sables. Un autre type de structure de sol observé dans un sable limoneux est la structure métastable. A faible teneur en fines, la présence de particules limoneuses peut créer une grande instabilité et compressibilité de la structure (Lade et Yamamuro, 1997). Dans une structure métastable, les vides entre les grosses particules sont inoccupés, les fines occupant juste les points de contact entre les grains. Durant le chargement, les particules limoneuses sont chassées dans les vides, ce qui cause l'effondrement de la structure du sol.

Les travaux réalisés et présentés dans cette thèse s'inscrivent dans le cadre des recherches afin de mieux comprendre le comportement de sol sous les sollicitations d'un chargement statique.

La partie I comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols. On présente l'influence des différents paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme la densité relative, la granulométrie, la présence des fines, la saturation, et la surconsolidation, etc..., ainsi que les principales méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction basées sur les résultats en laboratoire tels que le triaxial, le cisaillement direct et les mesures in situ tels que l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration au cône (CPT) et les mesures de la vitesse des ondes de cisaillement V_s . Il est présenté aussi dans ce chapitre les principales méthodes de traitement et d'amélioration des sols susceptibles à la liquéfaction.

Il est présenté dans la partie II les résultats de l'étude expérimentale réalisée sur le matériau sable prélevé dans la zone de Kharrouba. Des essais d'identification et de caractérisation y sont présentés, ainsi que les différents essais triaxiaux pour l'étude du comportement mécanique du sable. Une interprétation des résultats y est présentée pour comprendre les divers comportements vis-à-vis de la liquéfaction.

Partie I

Etude Bibliographique

Chapitre I : Comportement des sols vis-à-vis de la liquéfaction

Chapitre II : Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

**Chapitre III : Méthodes de traitement et d'amélioration des sols
liquéfiables**

Chapitre I

Comportement des sols vis-à-vis de la liquéfaction

I.1. Introduction

La liquéfaction, telle qu'elle a été rapportée par (Castro G, 1969), est un phénomène observable dans les sables lâches. Elle est caractérisée par une augmentation rapide de surpression interstitielle, suivie d'une perte soudaine de résistance au cisaillement.

La liquéfaction des sols non cohérents saturés représente le phénomène le plus dévastateur des constructions. Ce phénomène a été responsable de nombreux dégâts à travers le monde : dislocation ou l'inclinaison du bâtiment, glissements des terrains, ruptures des chaussées, des digues, de structures en terre, parmi d'autres, ont été attribués à la liquéfaction.

Diverses méthodes sont utilisées pour améliorer la résistance de ces sols à la liquéfaction. Parmi ces méthodes, on peut citer les inclusions, les drains verticaux, le compactage dynamique, les injections solides, mélange de sols, la vibro-flottation, les colonnes ballastées, etc..

Lorsque des secousses sismiques fortes affectent un sol sableux, saturé d'eau, ce sol peut en effet perdre sa résistance et ne plus pouvoir supporter le poids des bâtiments qui reposent sur lui (figure I.1), il s'agit de sols d'une faible densité (sols lâches).

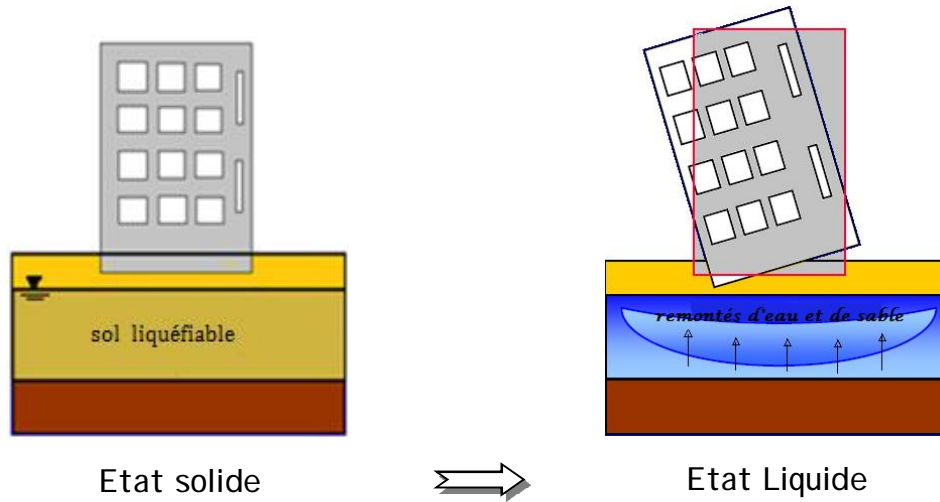


Fig I.1 Schéma d'une rupture de fondation d'après le phénomène de la liquéfaction

Quand un sol se liquéfie, sa résistance au cisaillement diminue et peut s'annuler, ce qui se traduit par une chute brutale de sa capacité portante et la mise à mal des structures qu'il supporte (tassements et basculements).

Le phénomène de liquéfaction a fait de nombreux dégâts à travers le monde où on observe des basculements et enfoncements des bâtiments (figure I.2)



Loma Prieta, (1989)

(a)



Niigata, (1964)

(b)

**Izmit, (1999)**

(c)

**Izmit, (1999)**

(d)

**Nisqually, (2001)****New Zealand, (2011)****Fig I.2** *Quelques dégâts historiques suite au phénomène de la liquéfaction*

- a) **Bâtiments complexes renversées**
- c) **Glissement de terrain**

- b) **Tassement**
- c) **Enfoncement**

I.2. Phénomène de la liquéfaction

Plusieurs définitions existent pour expliquer le phénomène de liquéfaction. La plupart des auteurs s'entendent pour dire qu'elle est associée aux sols saturés et relativement lâches sollicités dans un contexte non drainé (ou n'ayant pas le temps de se drainer).

Lorsque le sol est soumis à une augmentation des contraintes, sous un chargement statique ou dynamique, il peut y avoir augmentation des pressions interstitielles et par conséquent, diminution des contraintes effectives. Lorsque les contraintes effectives sont trop faibles pour maintenir la résistance du sol face aux sollicitations appliquées, le sol peut se liquéfier.

Les vibrations du sol lâche, saturé d'eau de la nappe phréatique, font que les particules solides ont tendance à se rapprocher (tendance à la densification) ; alors l'eau du sol subit une augmentation de pression ; cette pression interstitielle additionnelle repousse les grains solides jusqu'à défaire leurs contacts ce qui induit une diminution de la contrainte effective, alors le sol se comporte comme un liquide et on dit qu'il se liquéfie (figure I.3).

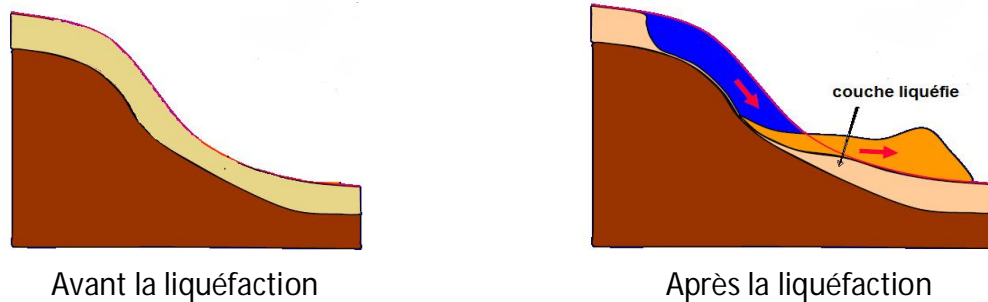


Fig I.3 Schéma d'un glissement de terrain majeur résultant de la liquéfaction d'une couche de Sable

La liquéfaction provoque des grandes déformations dans le massif de sol, c'est une **perte importante** et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol.

Selon le type de sollicitations appliquées, on distingue deux types de liquéfaction (Olson S.M et Stark T.D, 2003) :

La liquéfaction sous sollicitations monotones, appelée liquéfaction statique ou simplement liquéfaction, dans laquelle une grande quantité du sol s'écoule soudainement et sans aucune signification sous l'effet d'une chute importante et brutale de la résistance au cisaillement.

La liquéfaction cyclique, dans laquelle les surpressions interstitielles augmentent progressivement avec les cycles de sollicitations jusqu'à ce qu'elles soient égales aux contraintes effectives. On retrouve dans la littérature le terme de mobilité cyclique, qui se diffère de la liquéfaction cyclique par l'absence de chute brutale et importante de la résistance ; des déformations apparaissant progressivement avant l'écoulement du sol.

I.2.1. Interprétation Physique de la liquéfaction

La liquéfaction est le processus de transformation d'un corps solide, en un corps liquide. Pour une couche de sol sableux saturée et de drainage faible, cette transformation se traduit par une disparition totale des forces de contacts inter-granulaires, c'est à dire par une perte totale de contact entre les grains de sable, due à l'augmentation de la surpression interstitielle du fluide

saturant et à la diminution corrélative de la contrainte effective et donc de la résistance au cisaillement du sol.

La disparition des forces de contacts inter-granulaires est engendrée par l'annulation de la contrainte moyenne effective, qui est la différence entre la contrainte moyenne totale et la pression interstitielle. Cette condition est atteinte par l'augmentation de la pression interstitielle.

D'après l'équation fondamentale de Terzaghi (I.1), la contrainte effective d'un sol est reliée à la pression interstitielle par la relation suivante :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{I.1})$$

σ' : est la contrainte effective,

σ : est la contrainte totale et

u : la pression interstitielle (surpression de l'eau)

La résistance au cisaillement τ est en fonction de la contrainte effective appliquée σ' , de l'angle de frottement interne ϕ du matériau et de sa cohésion c et est exprimée par la relation (I.2) suivante :

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (\text{I.2})$$

où :

τ_f : la contrainte tangentielle (Résistance au cisaillement du sol),

c est la cohésion, ϕ l'angle de frottement interne

On remarque d'après la relation (I.2) que suite à la diminution de la contrainte effective, la résistance au cisaillement tendra vers zéro et ainsi le sol se comportera comme un liquide.

I.2.2. Les sols susceptibles à la liquéfaction

Les principales caractéristiques qui favorisent particulièrement la liquéfaction des sols sont : la granulométrie, un faible indice de densité et un degré de saturation élevé.

Les matériaux les plus susceptibles de se liquéfier durant un séisme ne possèdent pas de cohésion ($c = 0$) et se retrouvent usuellement dans un état lâche et saturé.

L'historique d'un sol peut aussi influencer sa susceptibilité à la liquéfaction. Un sol ayant des antécédents de liquéfaction serait moins susceptible étant donné qu'il s'est possiblement densifié au cours des événements précédents. En général, plus le sol est dans un état compact, moins il est susceptible à la liquéfaction.

Tous les sols ne sont pas susceptibles à la liquéfaction. C'est la raison pour laquelle, la première étape d'analyse du potentiel de liquéfaction d'un site est d'étudier la susceptibilité à la liquéfaction des sols en place (Kramer S.L et Stewart J.P, 2004). La susceptibilité à la liquéfaction d'un sol est évaluée en passant par les études suivantes :

1. Historique de liquéfaction de site ; Les dépôts fluviaux et éoliens, saturés sont susceptibles à la liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé de la même terre ayant une densité identique (Finn W.D.L et al., 1970 ; Seed et al., 1975). La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de surconsolidation (OCR) (Seed et Peacock, 1971 ; Ishihara et al., 1978)
2. Géologie de site ; Les dépôts récents sont plus susceptibles que les sols anciens (Ohsaki , 1969 ; Seed, 1979a ; Yoshimi et al., 1989).
3. Composition (analyse granulométrie) des sols ; La composition granulométrique des sols affecte grandement leur potentiel de liquéfaction (Lee K.L et Fitton J.A, 1968).
4. Les paramètres d'état de sol (indice des vides, indice des vides critique, etc..). Les sables à granulométrie uniforme, propres, composés de particules rondes, sont les plus susceptibles à la liquéfaction. Tandis que les sols à granulométrie étalée sont moins susceptibles. La présence de fine (particules inférieures à 0,08 mm), particulièrement fin plastique avec $I_p > 10\%$, diminue le potentiel de liquéfaction des sols. (Kramer S.L, 1996) stipule que les données de terrain indiquent que la plupart des défaillances de liquéfaction ont impliqué de classement uniforme des sols granulaires.

Selon la Norme NF P 06-013, un sol est susceptible de se liquéfier en cas de séisme s'il remplit les conditions suivantes :

a) les **sables** et les **limons** présentant les caractéristiques suivantes :

- Sol saturé :($S_r \approx 100\%$)
- Granulométrie uniforme telle que $C_u = d_{60}/d_{10} < 15$
- Diamètre à 50 % tel que $50 < d_{50} < 1500 \mu m$
- État de contrainte à l'état final du projet : $\sigma'_v < 200$ kPa (zone Ia, Ib), $\sigma'_v < 250$ kPa (zone II) et $\sigma'_v < 300$ kPa (zone III).

b) les **sols argileux** présentant les caractéristiques suivantes :

- Sol saturé
- Diamètre à 15 % tel que $d_{15} > 5 \mu\text{m}$ (0,005 mm)
- Limite de liquidité $w_L < 35 \%$
- Teneur en eau $w > 0,9 w_L$
- Indice de liquidité $I_L \leq 0,75$.

Sols considérés comme exempts du risque de liquéfaction :

- Sols sableux diamètre à 10 % tel que $d_{10} > 2 \text{ mm}$
- Sols argileux diamètre à 70 % tel que $d_{70} < 74 \mu\text{m}$ et
- Indice de plasticité $I_p < 10$

Hunt, (1986) propose un fuseau de granulométrie pour les sols susceptibles à la liquéfaction.

Ce fuseau est présenté à la (figure I.4)

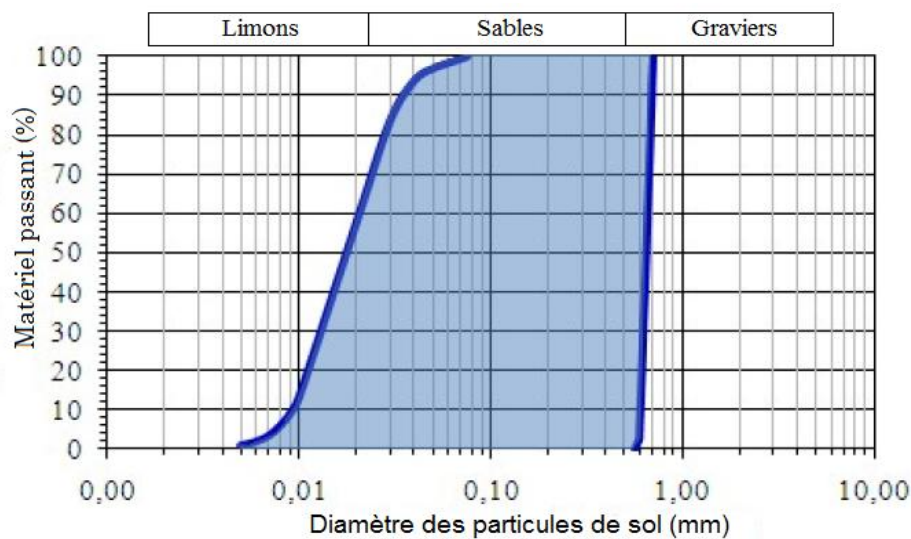


Fig I.4 Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (adaptée de Hunt, 1986)

I.2.2.1 Influence de l'état de sol

L'état initial d'un sol est défini par sa densité et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide. Pour une densité donnée, les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de basses contraintes effectives.

La tendance d'un sol à se contracter (diminution de volume en condition drainée ou génération de la pression interstitielle en condition non drainée) lors d'un chargement cyclique, influence son potentiel de liquéfaction. Les sols lâches, avec leur tendance à diminuer de volume, ont plus de potentiel que les sols denses (Castro, 1969).

I.2.2.2 La nappe phréatique

La condition la plus favorable à la liquéfaction est une nappe phréatique près de la surface. Le sol non saturé situé au-dessus de la nappe phréatique ne sera pas liquéfier. S'il peut être démontré que les sols sont actuellement au-dessus de la nappe phréatique et sont très peu susceptibles de devenir saturé pour compte tenu des changements prévisibles dans le régime de cycle hydrologique, alors que ces sols ne sont pas besoin d'être évaluées pour le potentiel de liquéfaction.

Poulos et al., (1985) affirment que la liquéfaction peut également se produire dans les très grandes masses des sables ou limons qui sont secs, lâches et chargés. Il est préférable de considérer que la liquéfaction ne se produit que pour les sols qui sont situés en dessous de la nappe phréatique.

I.2.2.3 La forme des particules

La forme des particules de sol peuvent également influencer sur le potentiel de liquéfaction. Par exemple, les sols ayant des particules arrondies tendent à densifier plus facilement que les particules du sol angulaire de forme. Ainsi un sol contenant des particules de sol arrondies est plus susceptible de se liquéfier à un sol contenant des particules de sol angulaires (Colliat J.L, 1986).

I.3. Comportement mécanique du sol

L'une des connaissances de base et nécessaire pour évaluer la réponse du sol lors d'un séisme, est l'étude de ses propriétés mécaniques sous chargements monotones et cycliques dans son état naturel.

Le comportement du sol d'un état d'équilibre est caractérisé par un champ de contrainte σ et un champ de déformation ε , il est possible de déterminé le nouvel état de déformation obtenu après application d'un incrément de contrainte.

Le comportement des sols a fait l'objet de nombreux travaux de recherches depuis plus de trois décennies, tant sur le plan théorique qu'expérimental (Luong M.P, 1978 ; Wood D.M, 1992 ; Saïtta A, 1994 ; Bahda F, 1997 ; Belkhatir M, 2008 ; Arab A, 2009 ; Della N, 2010).

Toutefois, l'appareil triaxial de révolution est le plus utilisé. Il permet de solliciter une éprouvette de forme cylindrique confinée sous une contrainte radiale constante. L'essai peut être contrôlé en déformation ou en contraintes.

Les études expérimentales sur les sols naturels ou reconstitués (argiles, limons, silts, sables etc.) ont permis de grands progrès dans la compréhension du comportement de ces sols.

Différents types d'essais peuvent être réalisés, en particulier, l'essai consolidé drainé CD et l'essai consolidé non drainé CU.

- Le comportement drainé concerne souvent des matériaux perméables qui facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle (drainage ouvert). Dans ce type d'essai, la vitesse de sollicitation doit être très faible pour ne pas générer des surpressions interstitielles ($\Delta U=0$).
- Le comportement non drainé correspond au cas où le drainage est empêché. Dans ce cas, l'eau interstitielle reste bloquée au sein du matériau pendant l'application des sollicitations. L'analyse est faite en contraintes effectives grâce aux mesures des surpressions interstitielles.

I.3.1. Caractéristiques non drainées

Dans les essais non drainés, le chargement est assez rapide. En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le sol par application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide. La figure I.5 illustre les chemins de contraintes non drainés dont l'état ultime se trouve sur une droite d'état critique (courbe intrinsèque du sol à l'état normalement consolidé) similaire à la courbe de consolidation isotrope.

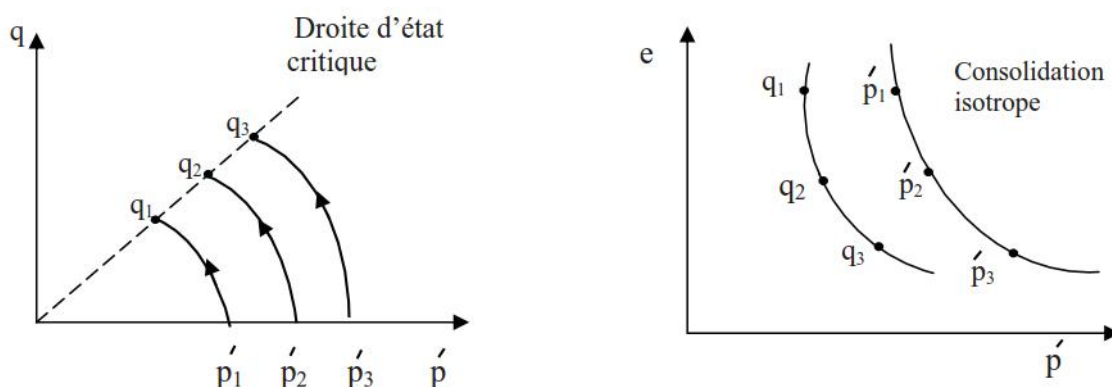


Fig I.5 Chemins de contraintes non drainés dans les plans $(p'-q)$ et $(p'-e)$

Dans ces conditions, le cisaillement est accompagné de l'apparition de fortes surpressions interstitielles, d'une réduction importante de la contrainte effective et de la résistance au

frottement des particules. La résistance au cisaillement critique représente la contrainte maximale pouvant être mobilisée au cours du cisaillement.

I.3.2. Caractéristiques drainées

Dans les essais drainés, compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur du chemin de drainage, l'application du chargement est suffisamment lente pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle dans le sol (nulle ou négligeable). Les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives.

La figure I.6 présente les chemins de contraintes drainées dont les états ultimes se trouvent sur la même droite d'état critique que celle obtenue pour les chemins de contraintes non drainés.

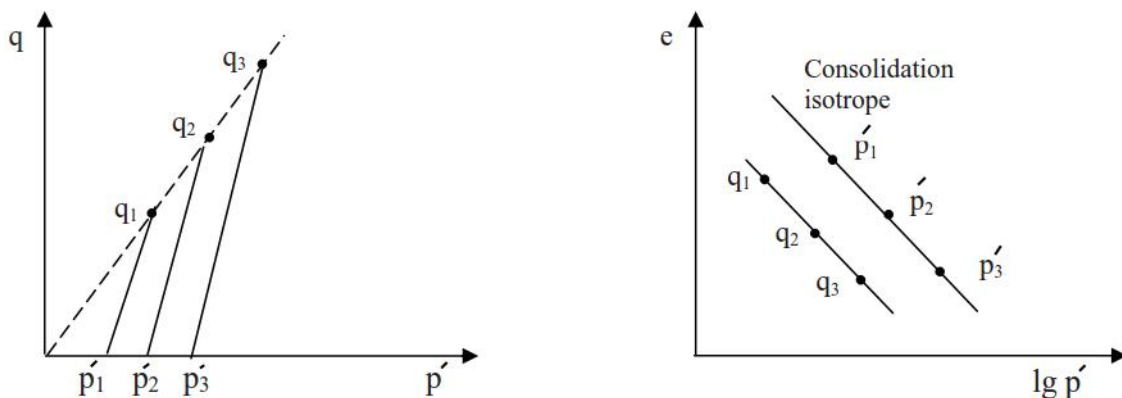


Fig I.6 Chemins de contraintes drainées dans les plans $(q-p')$ et $(\lg p'-e)$

Dans ces conditions, l'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume se traduit par un resserrement des grains qui engendre un accroissement de sa cohésion vraie. La contrainte normale effective et la résistance au frottement interne sont accrues et, par conséquent, la résistance au cisaillement peut croître au-delà de la résistance critique.

I.3.3. Comportement mécanique du sol Sableux

Le comportement des sables est largement influencé par leur densité. Les déformations résultant des sollicitations auxquelles les massifs sableux sont soumis ne peuvent donc s'expliquer que par des modifications de leur structure granulaire : glissement entre les grains avec ou sans apparition d'une surface de rupture.

La structure des sables est composée des grains sans cohésion, un sol sableux saturé peut se trouver dans différentes états de compacité : lâche et dense comme il est illustré dans (figure I.7) suivante :



Fig I.7. Comportement d'un sable dans différentes états de compacité

Le comportement mécanique d'un sable sous chargement monotone ou cyclique présente des phénomènes et propriétés très variées. Cela est principalement dû aux nombreux facteurs qui interviennent lorsqu'un sol se déforme sous l'action d'efforts extérieurs.

Cependant, les grandeurs mesurées expérimentalement étant d'ordre macroscopique, il est nécessaire de caractériser le matériau à l'aide de variables macroscopiques. Il est défini l'indice des vides actuel e comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume des grains. On définit I_D l'indice de densité d'un sable de la manière suivante (I.3) (Holtz et Kovacs, 1991) :

$$I_D \equiv \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (I.3)$$

e : Indice des vides défini comme étant le rapport entre volume de vide dans le sol et celui du matériau solide ; ($e = V_v / V_s$)

e_{\max} et e_{\min} : Indice des vides maximal et minimal,

Où on peut encore définir la densité relative par $Dr = I_D \cdot 100$ (%). L'état initial est donc caractérisé de la manière suivante d'après Casagrande (tableau I.1) :

Tableau I.1 Valeurs de l'indice de densité relative en fonction de l'état du sol (Casagrande, 1936)

Densité relative Dr (%)	Classification	Comportement non draine
0 – 15	Très lâche	Liquéfiable
15 – 35	lâche	Liquéfiable
35 – 65	Moyennement dense	Stable temporairement
65 – 85	Dense	Stable
85 – 100	Très Dense	Stable

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol est appréciée sur la courbe, dite "courbe de cisaillement", représentant l'évolution de la sollicitation appliquée (déviateur des contraintes dans le cas des essais triaxiaux, contrainte de cisaillement dans le cas des essais à la boîte de Casagrande) en fonction de la déformation correspondante (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement).

I.3.3.1 Notions de contractance et de dilatance

La notion de contractance-dilatance est liée directement à la structure granulaire. 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 (Castro, 1969).

Ces deux concepts sont associés aux déformations volumiques irréversibles peut se trouver dans différents états comme il est présenté dans les figures I.8, I.9 et I.10.

I.3.3.1.1 Contractance

La contractance est la composante irréversible de la diminution de volume du sol soumis au cisaillement, et correspond à un mécanisme de densification de l'empilement granulaire résultant des glissements et roulements entre grains occasionnés par la sollicitation appliquée.

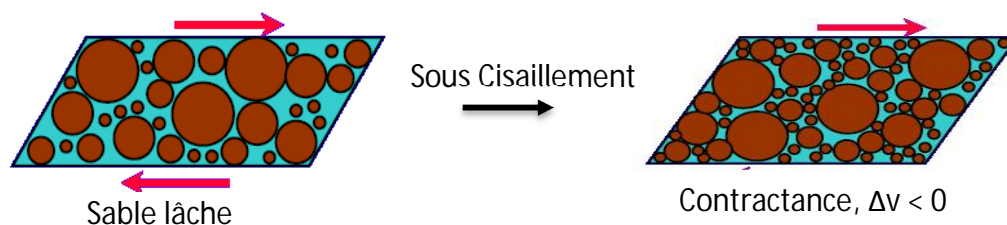


Fig I.8 Notion de contractance.

I.3.3.1.2 Dilatance

La dilatance est la composante irréversible de l'augmentation de volume du sol soumis au cisaillement, et correspond à un mécanisme de désenchevêtrement et de foisonnement de l'empilement granulaire.

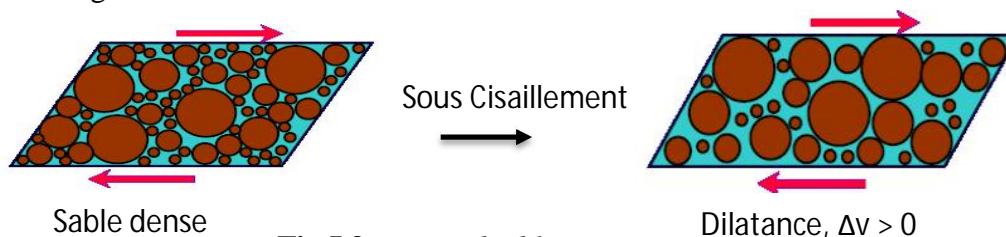


Fig I.9 Notion de dilatance

Le caractère contractant ou dilatant du comportement volumique d'un sable est directement lié à l'état initial du matériau. L'identification du caractère contractant ou dilatant d'un matériau doit alors s'effectuer dans des conditions drainées et non drainées.

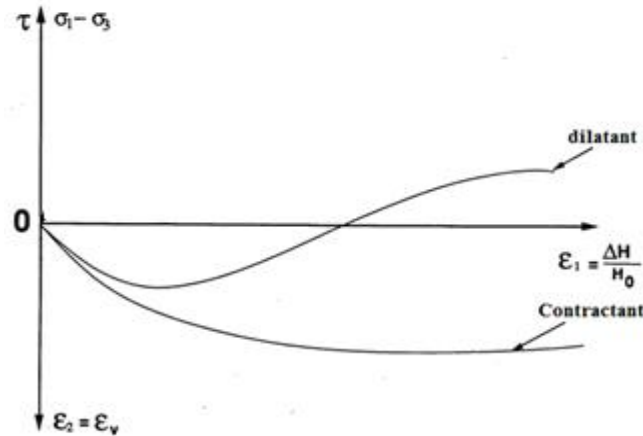


Fig I.10 Comportement volumique d'un sable dans différents états

Sur la courbe représentant les variations de la déformation volumique en fonction des déformations axiales, on observe pour le sable lâche une contractance (diminution du volume) dès le début du cisaillement jusqu'à l'apparition d'un palier où le sable continue à se déformer à volume constant. Alors que pour le sable dense, on observe une contractance au début du cisaillement suivie d'une dilatance (augmentation du volume) jusqu'à la rupture du sable.

I.3.3.2 Etat critique et Etat caractéristique

I.3.3.2.1 Etat critique

Dans le plan du triaxial, (Poulos 1981, Poulos et al., 1985) définit l'état stable de déformation comme l'état pour lequel, le matériau continue à se déformer à volume, déviateur, contrainte moyenne et vitesse constants. Il a observé expérimentalement que les points d'état critique déterminés à la rupture lors d'essais triaxiaux classiques drainés ou non drainés. Aussi appelé état permanent de déformation, ce concept a été introduit par (Castro, 1969) dans le cadre de l'étude de la liquéfaction. Dans le plan contrainte-déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement.

D'après les résultats expérimentaux obtenus sur les sables au cours d'un essai triaxial montrent que, lorsque l'éprouvette atteint le palier d'écoulement plastique, le sable se trouve dans un état caractérisé par une déformation à volume constant (Figure I.12). Cependant, la

déformation déviatorique peut augmenter indéfiniment. Cet état est appelé « état critique ». La surface d'état critique est définie dans l'espace (p', q, e) et ses projections dans les plans (p', q) et (p', e) (figure I.11a et I.11b) sont gouvernées respectivement par les équations suivantes (I.4), (I.5) (Been et Jefferies, 1985):

$$e = \Gamma - \lambda \log p' \quad (I.4)$$

$$q = M p' \quad (I.5)$$

où λ et Γ sont des paramètres expérimentaux et M le rapport des contraintes à l'état critique défini par la relation (I.6):

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (I.6)$$

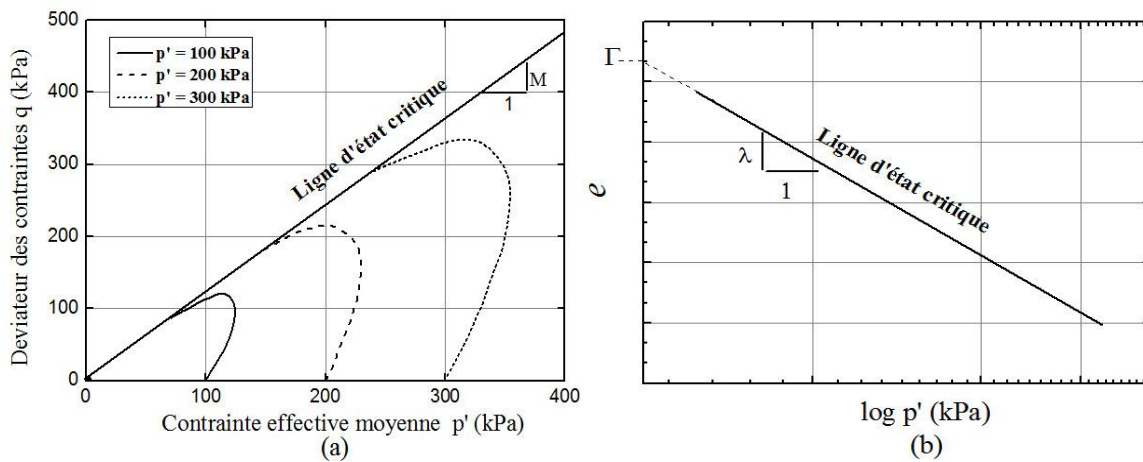


Fig I.11 Représentation des paramètres d'état critique dans les plans $(p'-q)$ et $(\log p'-e)$

On peut aussi le définir comme l'état ultime atteint aux grandes déformations lors d'une rupture à volume constant sous chargement monotone. Quantitativement, l'état limite est défini par les conditions suivantes :

- l'écoulement plastique s'effectue à taux de déformation volumique nul ;
- l'indice des vides e du matériau dépend seulement de la contrainte moyenne p' , selon une relation de la forme $(e = \Gamma - \lambda \log p')$, où Γ et λ sont deux paramètres du modèle ;
- le rapport des contraintes appliquées M ($q = M p'$) est une constante du sable considéré.

La détermination expérimentale de l'état critique est délicate car elle s'effectue par extrapolation. Par ailleurs, des résultats expérimentaux récents montrent que, pour le sable dense, l'éprouvette ne peut pas approcher l'état critique en suivant une déformation globalement homogène (Hettler et Vardoulakis, 1984).

I.3.3.2 Etat caractéristique

Cette état est défini par (Luong, 1978), (Habib et Luong, 1978) et (Sidaner, 1981). Il correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée (figure I.12). Dans le plan (p', q) , cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $\eta_c = (q/p')_c$.

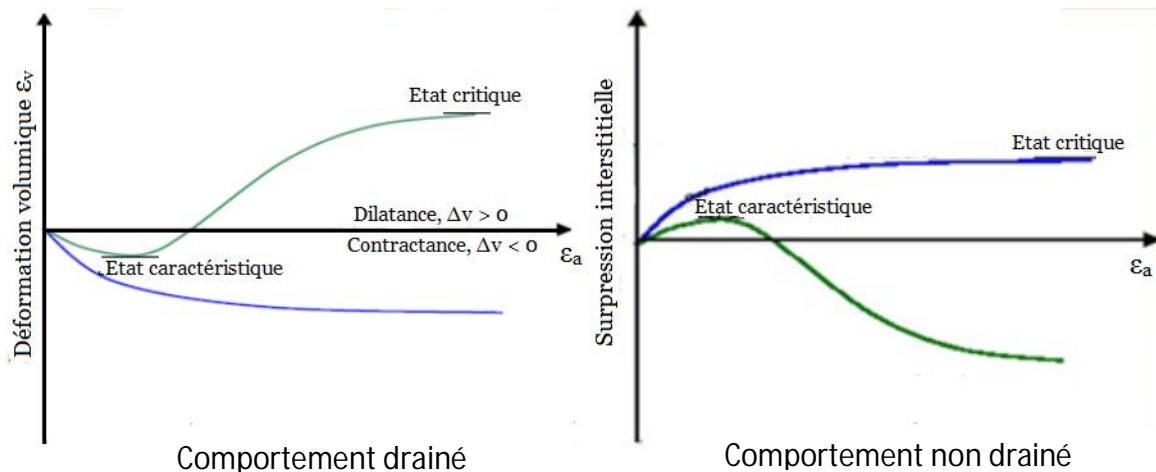


Fig I.12 Courbes de cisaillement pour deux types de sable (dense, lâche) (Castro, 1969)

L'état caractéristique sépare deux types de comportement rhéologique du sable : contractant dans le domaine subcaractéristique, limité dans le plan (p', q) par deux droites LC, et dilatant dans le domaine surcaractéristique jusqu'à la limite de rupture définie par les droites LR (figure I.13). Dans le cas de sables lâche, les droites caractéristiques sont confondues avec les droites de rupture. L'état caractéristique se confond avec l'état critique (Schofield and Wroth, 1968).

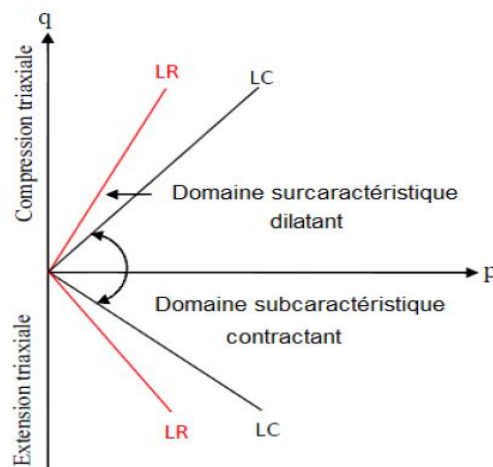
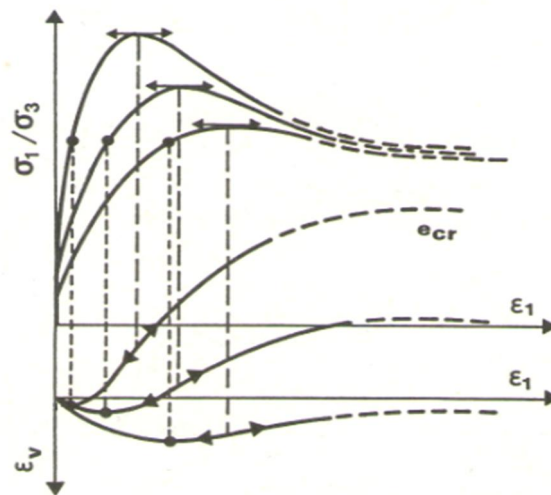


Fig I.13 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (Luong, 1978)

a) Variations de volume d'un sable sous chargement monotone

Lors d'un essai triaxial axisymétrique conventionnel ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) en compression monotone drainé, l'échantillon de sable présente initialement une diminution de volume. Lorsque le déviateur (q) croît, la vitesse de déformation volumique tend vers zéro. Dans le cas d'un sable lâche, cet état n'est atteint qu'asymptotiquement. Pour un sable plus dense, la vitesse de déformation s'annule et change de signe : le matériau devient dilatant (figure I.14). La dilatance résulte du désenchevêtrement des grains ; elle est d'autant plus prononcée que le sable est initialement dense et que la pression de confinement est faible.

Le comportement est similaire lors d'un chargement triaxial en extension ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) avec,



initialement, une phase contractante suivie d'une phase dilatante.

Fig I.14 Variation de volume sous chargement monotone (Pecker, 1984)

En condition non drainée, sur un sable saturé, le volume de l'échantillon reste constant. On constate ainsi en début de chargement une augmentation de pression interstitielle puis, pour les sables denses, la vitesse de génération des pressions interstitielles décroît lorsque le déviateur de contrainte croît et s'annule pour devenir négative. Ces phases de générations positive et négative des pressions interstitielles correspondent aux phases de contractance et de dilatance du matériau en cisaillement drainé.

Le niveau de contrainte où s'inverse le taux de génération des pressions interstitielles lors d'un chargement non drainé correspond au seuil de contrainte où la vitesse de génération de la déformation volumique est nul lors d'un essai drainé. Ce niveau de contrainte définit un seuil dans le comportement d'un sol granulaire que (Luong, 1978) et (Habib & Luong, 1978) on dénommé état caractéristique.

Cet état caractéristique est associé à :

- Un taux de variation de volume nul $\dot{\varepsilon}_v = 0$
- Un seuil de changement de comportement ; le processus d'enchevêtrement des grains est remplacé par un processus de désenchevêtrement ;
- Des déformations du sol faibles est éloignées de la rupture ;
- Une indépendance vis-à-vis de la porosité initiale.

b) Variation de volume d'un sable sous chargement cyclique

Le concept d'état caractéristique défini précédemment permet également de rendre compte du comportement sous chargement cyclique (Luong, 1978 ; Habib & Luong, 1978 ; Sidaner, 1981).

Un chargement cyclique prolongé dans le domaine subcaractéristique conduit à une densification progressive du matériau avec stabilisation, au bout d'un grand nombre de cycles, de la déformation axiale. Au contraire, les mêmes essais effectués dans le domaine surcaractéristique conduisent à la rupture du sol par dilatance progressive.

Le corollaire de ces variations de volume pour un chargement cyclique non drainé est une variation de la pression interstitielle. Les essais cycliques à faible amplitude de charge, dans le domaine subcaractéristique, induisent un développement continu des pressions interstitielles. La contrainte effective du matériau décroît et tend vers une stabilisation autour de la ligne caractéristique ; c'est l'état de mobilité cyclique (figure I.15) ;(Luong, 1978). Les cisaillements cycliques non drainés dans le domaine surcaractéristique conduisent à un comportement inverse : la stabilisation vers l'état caractéristique s'effectue par diminution de la pression interstitielle, ce qui correspond au comportement dilatant du matériau dans les essais drainés : il y a stabilisation.

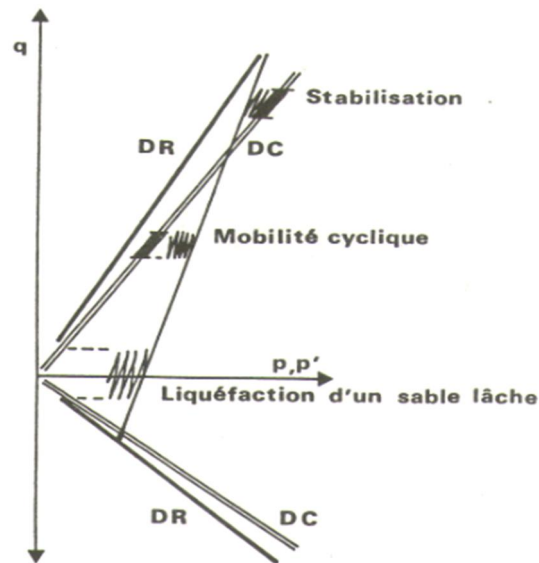


Fig I.15 Comportement du sable en condition non drainée (Pecker, 1984)

Ces essais cycliques, non alternés autour du déviateur nul, ne conduisent à la liquéfaction du matériau, c'est-à-dire à un état où la contrainte effective devient nulle. Il peut cependant y avoir accumulation de déformations de distorsion importantes. La rupture doit alors être définie en termes de déformation.

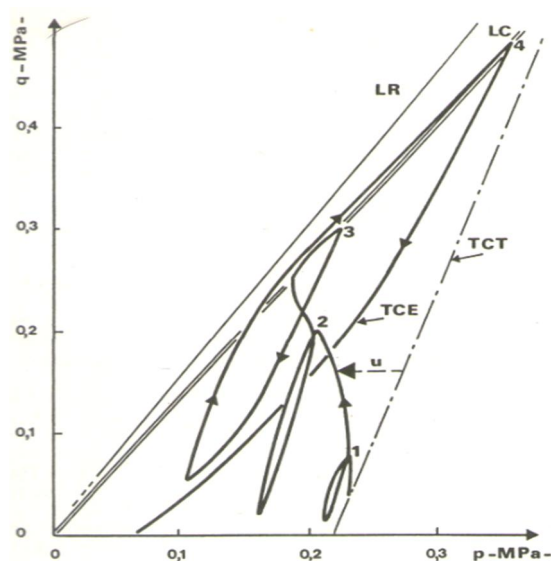


Fig I.16 Trajet de contrainte effective en condition non drainée (Pecker, 1984)

La liquéfaction est obtenue lors des cisaillements non drainés, alternés de part et d'autre du déviateur nul. Chaque cycle de chargement réduit la contrainte moyenne p' par suite de l'augmentation de pression interstitielle, ce processus s'accélère lorsque la contrainte effective franchit le seuil caractéristique. Après quelques cycles, la contrainte moyenne tend à s'annuler avec le déviateur de contrainte lors d'une décharge (figure I.15), il y a alors liquéfaction. Pour

un sable lâche il y a ruine de l'échantillon, les déformations devenant très grandes. Pour un sable dense la liquéfaction s'accompagne de déformations limitées par suite de la dilatance du matériau ; dans le plan (p', q) le point figuratif de l'état de contrainte remonte dans le domaine surcaractéristique (figure I.16). La répétition de cycles identique peut conduire à de grandes déformations de distorsion, même pour un sable dense.

Par opposition, pour un sable, il n'existe pas de domaine surcaractéristique ; le comportement du sol est toujours contractant et l'application d'une charge (poids d'un ouvrage par exemple) sur un sable liquéfié entraîne des déformations pratiquement illimitées. Longtemps le terme liquéfaction a été réservé à ce seul phénomène et certains auteurs ont employé le terme mobilité cyclique pour définir le comportement des sables denses (Castro, 1969 ; Casagrande, 1976).

La courbe de cisaillement présente, selon la nature du sol étudié et l'état de densification (pour les sables) ou de structuration (pour les argiles) dans lequel il se trouve, l'une des deux allures schématisées sur la figure I.17.

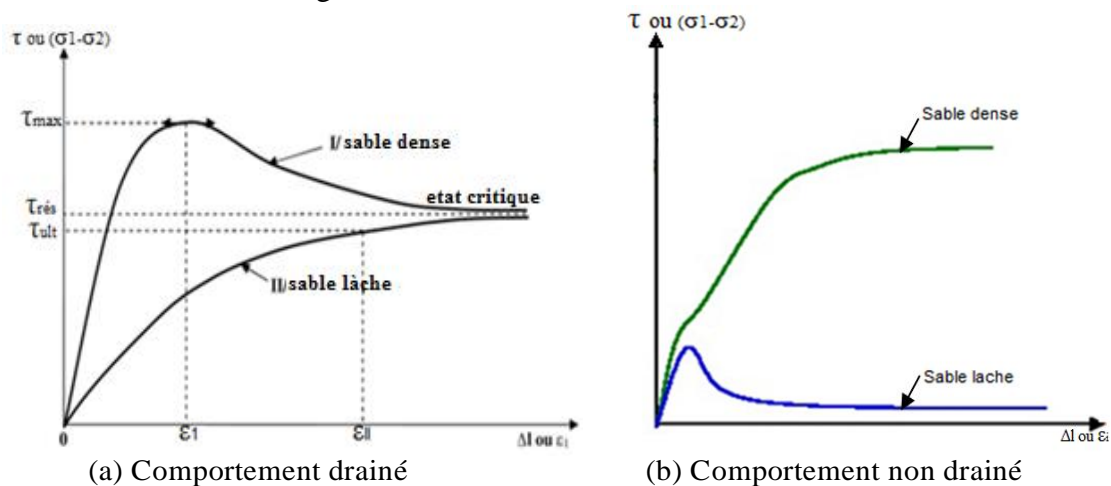


Fig I.17 Courbes de cisaillement pour deux types de sable (dense, lâche) (Castro, 1969)

La figure I.17 présente les résultats d'un essai triaxial de cisaillement drainé et non drainé sur deux sables l'un dense et l'autre lâche. L'expérience montre que les deux courbes tendent vers un palier stable : la contrainte résiduelle $\tau_{rés}$ caractéristique de l'état résiduel du sol.

La courbe (a), représente les variations du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales, on observe une allure très prononcée (avec pic) pour le sable dense (valeur élevée du déviateur pour une faible déformation), suivie d'un radoucissement tendant vers un palier. Tandis que pour le sable lâche, on observe une allure régulière, tendant vers une asymptote constituée par le palier caractérisant l'état de plasticité parfaite.

Pour la courbe (b), on observe pour le sable dense une augmentation continue du déviateur

des contraintes jusqu'à l'apparition des déformations plastiques, puis stabilisation jusqu'à la rupture. Tandis que pour le sable lâche, on observe un pic correspondant à une valeur relativement faible du déviateur des contraintes, puis un radoucissement tendant vers une asymptote.

I.4. Les paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction

L'étude de ces paramètres ne peut se faire que dans des conditions expérimentales bien contrôlées que seuls les essais au laboratoire permettent d'obtenir.

Des nombreux auteurs ont mis en évidence plusieurs paramètres qui ont une influence sur la résistance au cisaillement des sables saturés. Parmi les principaux paramètres, on peut citer entre autre, la densité relative, le confinement, la granulométrie, la présence des fines, l'histoire de chargement et des déformations et le degré de saturation.

I.4.1. Influence de la densité relative

La densité constitue le paramètre dont l'influence sur la résistance au cisaillement cyclique (RCC) a été la première reconnue. Elle affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. La figure I.18 donne les résultats obtenus par (Tatsuoka et al., 1986b) sur le sable de Toyoura. La résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative, tout au moins jusqu'à des densités relatives de 70 à 80 %. Au-delà de ces valeurs, la résistance croît plus vite que la densité relative.

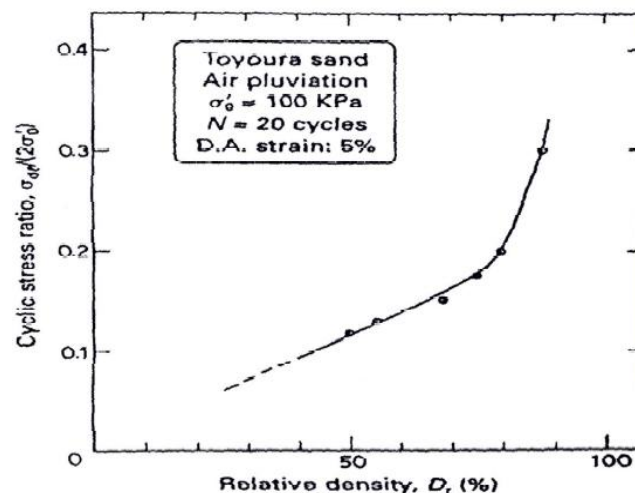


Fig I.18 Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction
(Tatsuoka et al., 1986b)

Arab A et Shahrour I. (2010) ont remarqués que le sable d'Hostun présente une résistance à la liquéfaction plus élevée que celle des autres sables à savoir le sable de Chlef et de Rass. Cette résistance élevée du sable d'Hostun peut être expliquée par le fait que ce sable est de caractère plus dilatant que les autres sables de Chlef et de Rass qui sont des sables à caractère contractant (figure I.19).

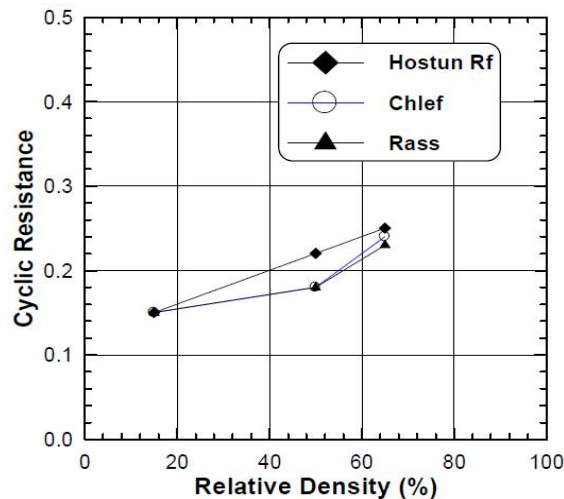


Fig I.19 Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction des sables (Chlef, Rass et Hostun)(Arab et Shahrour, 2010)

1.4.2. Influence de la saturation

On présente ici l'influence du degré de saturation évalué en termes de coefficient de Skempton B sur le comportement d'un sable granulaire. L'augmentation de pression interstitielle créée par le cisaillement résulte de la tendance à la variation de volume du sol. Dans un échantillon parfaitement saturé et en condition non drainée, la variation de volume totale est nulle et, l'eau interstitielle étant nettement moins compressible que le squelette, la tendance à la variation de volume est entièrement contre balancée par l'augmentation de pression de l'eau. Dans un échantillon partiellement saturé la variation de volume est possible par compression de l'air occlus. Il en résulte une augmentation plus faible de la pression interstitielle et donc, en condition non drainée, une RCC plus élevée (figure I.20).

La figure I.20 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. Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient de Skempton B qui peut être lié au degré de saturation. Le paramètre B de la pression interstitielle permet de relier la variation de la pression interstitielle à la contrainte isotrope durant un chargement non drainé par la relation (I.7) :

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad (I.7)$$

A partir de cette définition l'équation (I.8) donne B en fonction de la porosité de l'échantillon, de la compressibilité du fluide interstitiel et de celle de la structure du sol.

$$B = 1 / [1 + n (c_w / c_s)] \quad (I.8)$$

Dans laquelle :

c_s : Module de compressibilité volumétrique de la structure du sol.

c_w : Module de compressibilité du fluide interstitiel.

Selon Lade et Hernandez (1977) le paramètre peut s'écrire dans la relation (I.9) :

$$B = 1 / [1 + n.Sr(C_w / C_d) + ((n / C_d.P_a).(1 - Sr))] \quad (I.9)$$

Avec :

n : Porosité

Sr : Degré de saturation

C_w : Compressibilité du fluide interstitiel

C_d : Compressibilité de la structure du sol

P_a : Pression absolue dans le liquide interstitiel

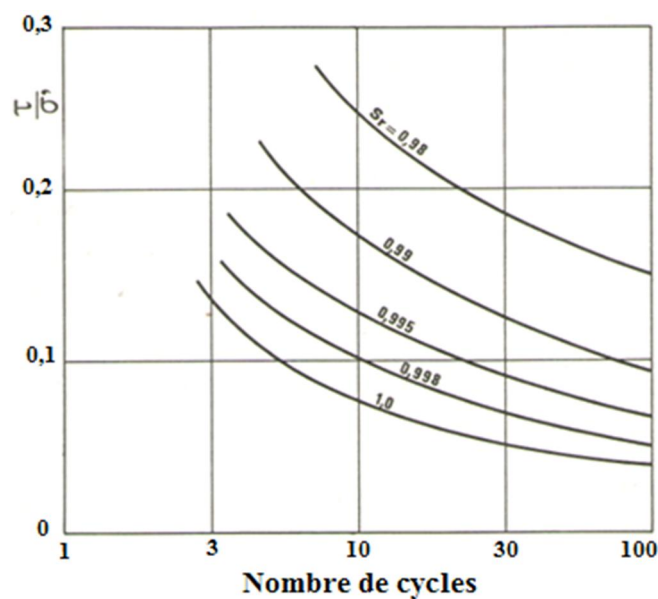


Fig I.20 Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, (Martin et al., 1978)

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 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 0,8. (Chaney, 1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, (Sladen et al., 1985) note que si la valeur de B dépasse 0,85 le sol est considéré comme parfaitement saturé.

Les résultats d'essais en laboratoire ont montré que la résistance à la liquéfaction des sables augmente quand le degré de saturation diminue (Martin et al. 1978, Yoshimi et al. 1989, Ishihara et al. 2001 et 2004, Yang 2002, Yang et al.2004, Bouferra et al. 2007). Récemment, (Arab, 2008) a trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton B (figure I.21)

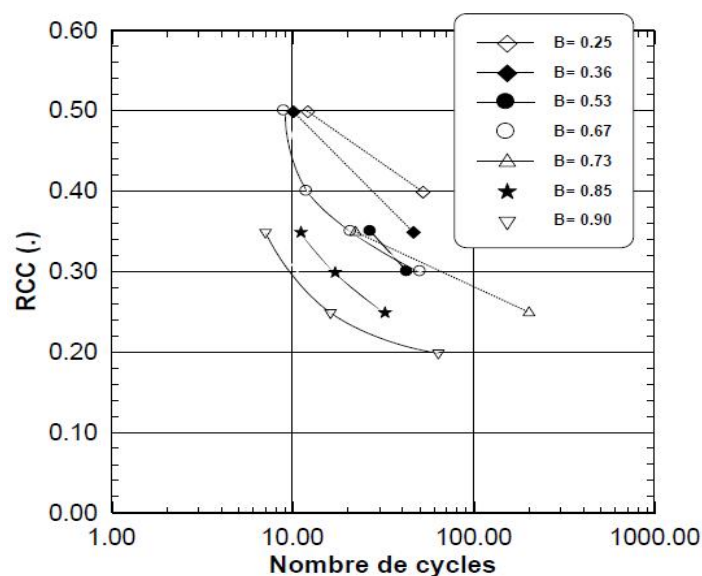


Fig I.21 Influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur le comportement non drainé du sable d'HostunRf (Arab, 2008)

L'étude de l'influence de la saturation des sols sur la réponse sismique des ouvrages présente un intérêt majeur dans la construction dans les zones à haut risque sismique ayant des sols partiellement saturés (Fredlund D.G et Rahardjo H, 1993 & Zienkiewicz et al., 1999).

1.4.3. Influence de la Granulométrie

Dans la littérature, il est connu que la granulométrie affecte d'une manière significative à la résistance des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton, 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida, 1970 ; Seed et Idriss, 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure I.22 montre des exemples de ces courbes. Il est noté que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

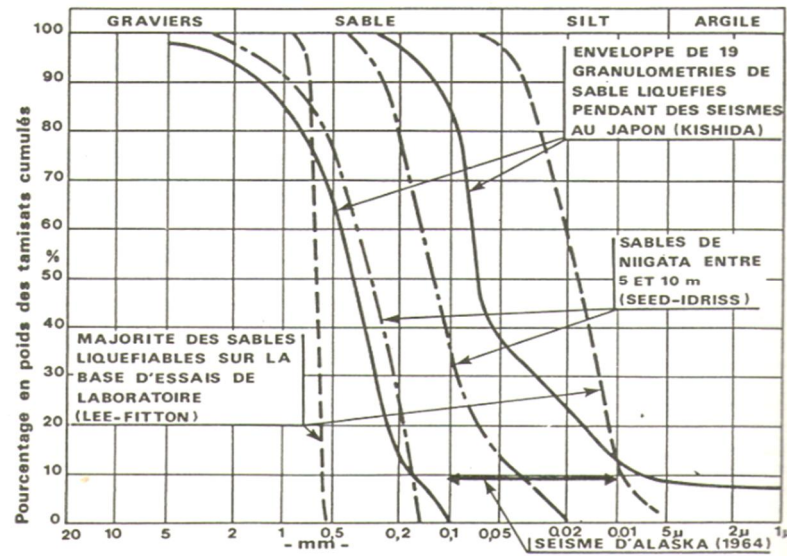


Fig I.22 Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)

I.4.4. Influence de la pression de confinement

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par (Vaid et Sivathayalan, 1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ($D_r = 31\%$) ; par contre pour les sables denses, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (figure I.23). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.

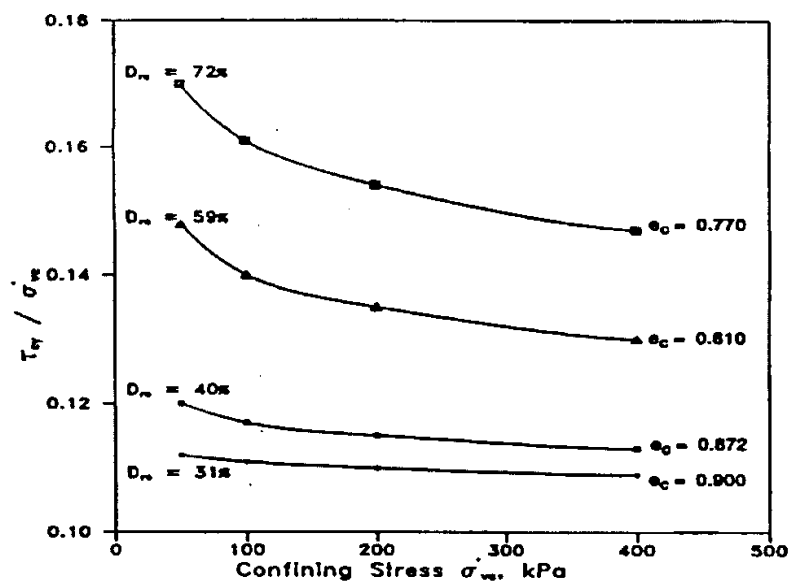


Fig I.23 Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995)

Bouckovalas et al., (2002) ont trouvé que la résistance à la liquéfaction est très influencée par la contrainte de confinement. La figure I.24 montre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles (contrainte de confinement de 49 kPa). Ils ont notés que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de teneur en fines. Par contre pour un confinement de 196 kPa, on observe la tendance inverse, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

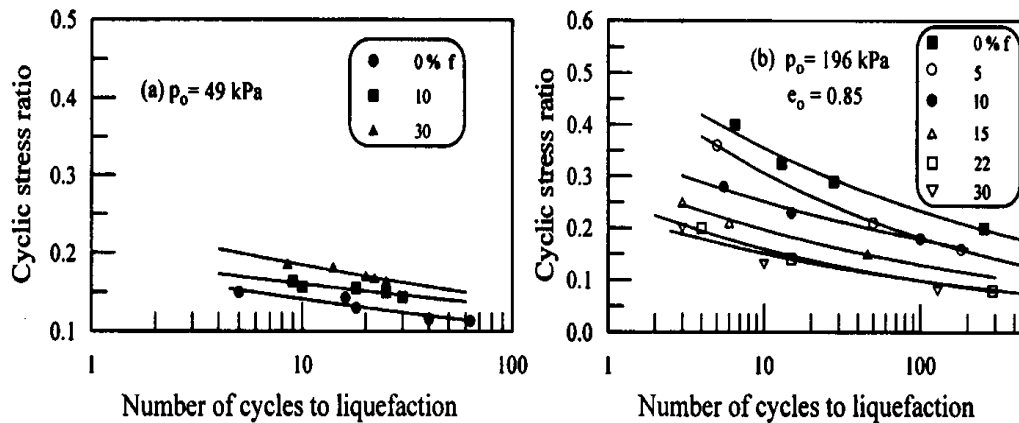


Fig I.24 Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction
(Bouckovalas et al., 2002)

I.4.5. Influence de la présence des fines

La résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence des fines. Des études théoriques et expérimentales ont été réalisées dans plusieurs laboratoires ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Chang et al, 1982 ; Amini et Qi, 2000), tandis que d'autres résultats montrent qu'elle diminue la résistance à la liquéfaction des sables (Tronsoco et Verdugo, 1985 ; Vaid, 1994 ; Lade et Yamamuro, 1997 ; Zlatovic et Ishihara, 1997) (figure I.25).

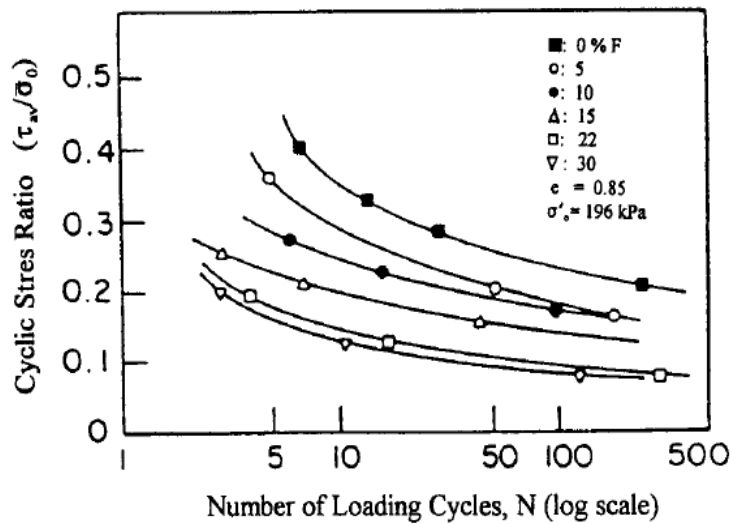


Fig I.25 Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Troncoso, 1990)

D'autres ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines puis qu'elle augmente avec l'augmentation de cette teneur (Koester, 1994 ; Bouferra et Shahrour, 2004) (figure I.26). A partir d'essais de compression monotone réalisés par (Lade et Yamamuro, 1997) à l'appareil triaxial sur un mélange sable-limon de densité moyenne, (Yamamuro et Convert, 2001) concluent que la présence d'une petite quantité de fines semble conduire à un comportement contractant seulement durant le cisaillement initial. Par la suite le caractère dilatant du squelette formé par les particules de sable est mobilisé et la résistance augmente.

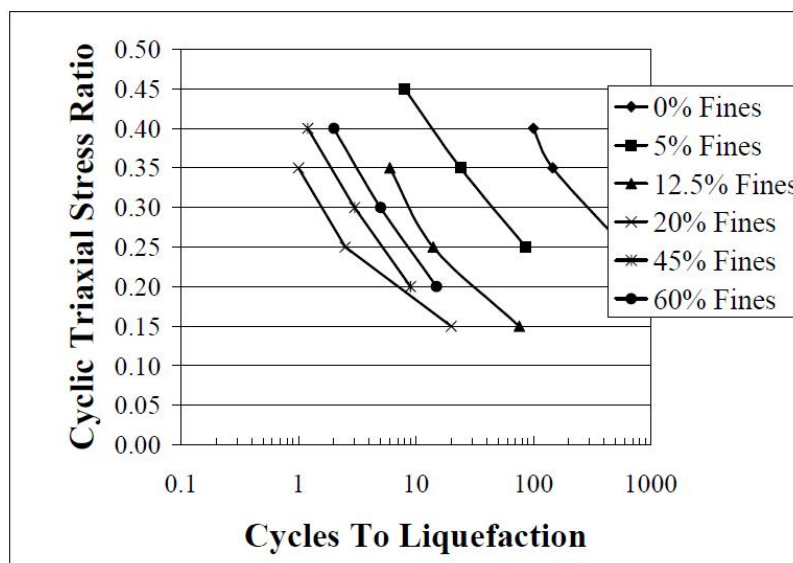


Fig I.26 Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Koester., 1994)

Lade et Yamamuro, (1997) ont mené une étude à l'appareil triaxial sur un mélange de sable lâche de Nevada et 20% limon. La figure I.27 donne les résultats de cette expérience. Il est noté 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 fines 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.

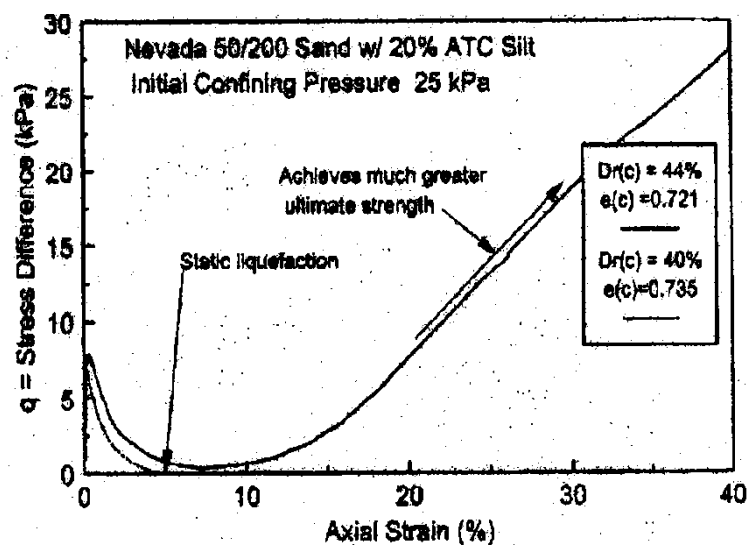


Fig I.27 *Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt)*
(Yamamuro et Covert, 2001)

1.4.6. Influence de la Surconsolidation

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takutsu, 1979, Seed et al., 1975; Seed et Peacock, 1971). La figure I.28 montre les résultats obtenus par (Ishihara et al, 1978) sur des sols ayant différents teneurs en fine. Ils ont constatés que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation du rapport de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage des fines.

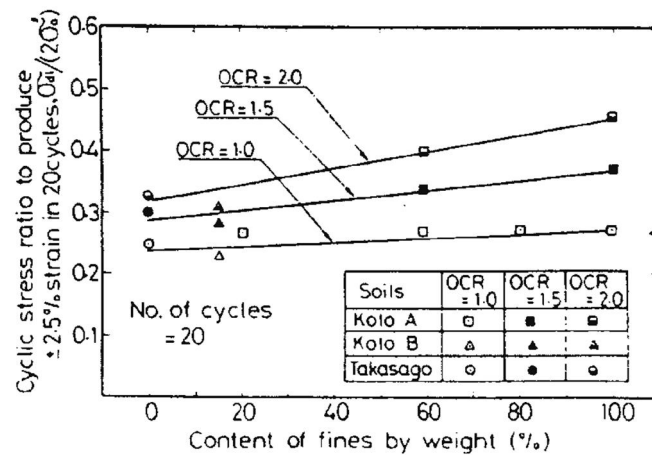


Fig I.28 Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al., 1978)

Par ailleurs, des essais cyclique sont été réalisés sur le sable d'Hostun, (Bouferra, 2001), qui a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation égal à 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 comme il est illustré sur la figure I.29.

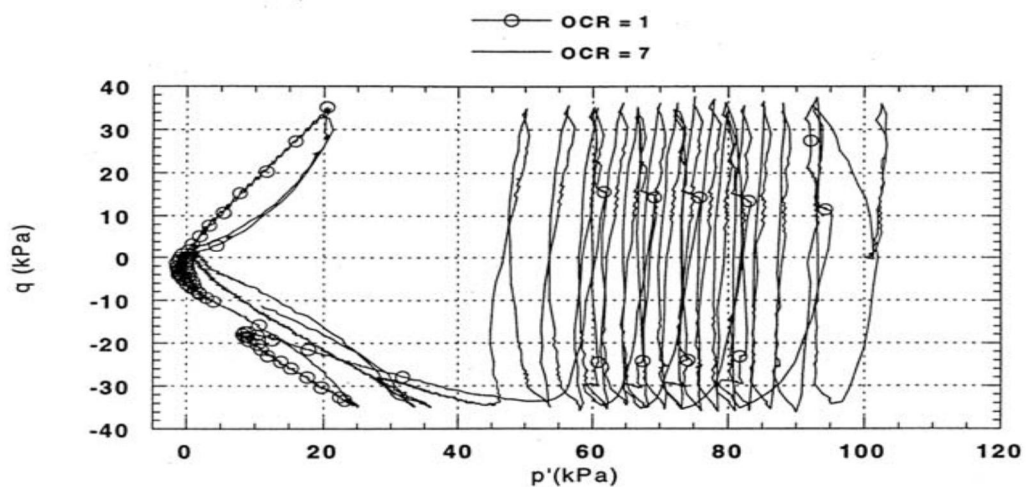


Fig I.29 Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2001)

Della, (2010) a réalisé aussi une série d'essais monotones non drainés sur un mélange sable de Chlef surconsolidé. La figure I.30 montre l'évolution du déviateur maximal en fonction du rapport de surconsolidation (OCR). Il a constaté que la résistance au cisaillement monotone augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation du rapport de surconsolidation OCR, le déviateur maximal passe d'une valeur $q=164$ kPa pour un $OCR=1$ à une valeur $q=202$ kPa

pour un $OCR=8$; lorsque l'OCR passe de 1 à 8, la résistance au cisaillement augmente de 40%.

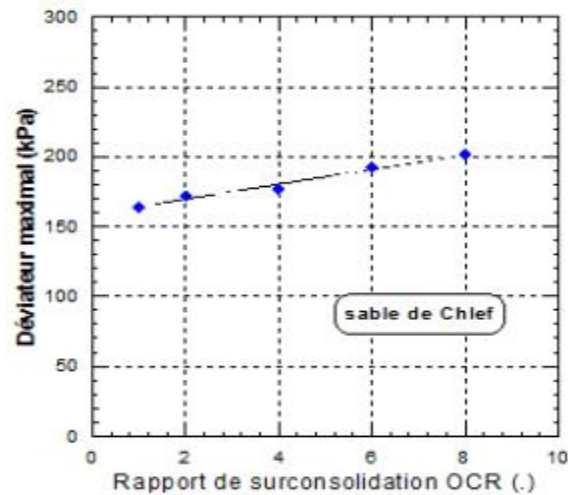


Fig I.30 Evolution du déviateur maximal en fonction du rapport de surconsolidation (OCR)(Della, 2010)

En plus, La figure I.31 montre l'évolution de la pression interstitielle au pic en fonction du rapport de surconsolidation OCR. On constate que la pression interstitielle au pic chute brutalement avec l'augmentation du rapport de surconsolidation OCR, la pression interstitielle au pic (u) passe de 545 kPa pour un $OCR= 1$ à une valeur de 509 kPa pour un $OCR= 8$.

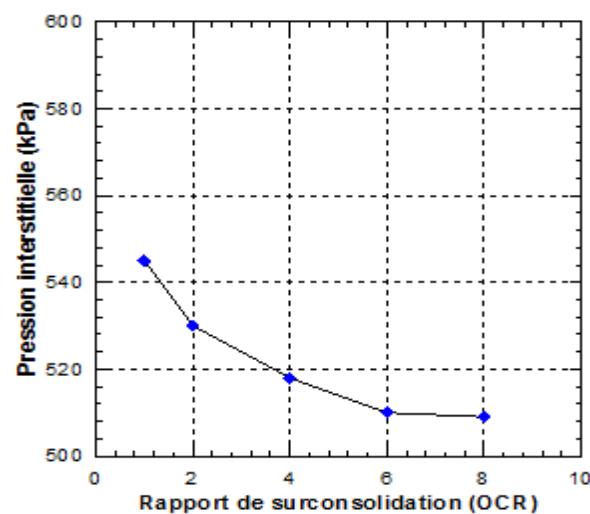


Fig I.31 Evolution de la pression interstitielle au pic en fonction du rapport de surconsolidation (Della, 2010)

Des résultats plus récents sont trouvées par (Arab et Belkhatir, 2012), ils ont réalisés une série d'essais cycliques non drainés sur un mélange sable de Rass – limon SM surconsolidé avec un rapport de surconsolidation $OCR= 5$. Les essais ont été réalisés à une densité relative $Dr = 65$

% pour trois amplitudes de chargement ($q_m = 30, 40$ et 60 kPa) afin de déterminer l'influence de la surconsolidation sur le potentiel de la liquéfaction (figure I.32).

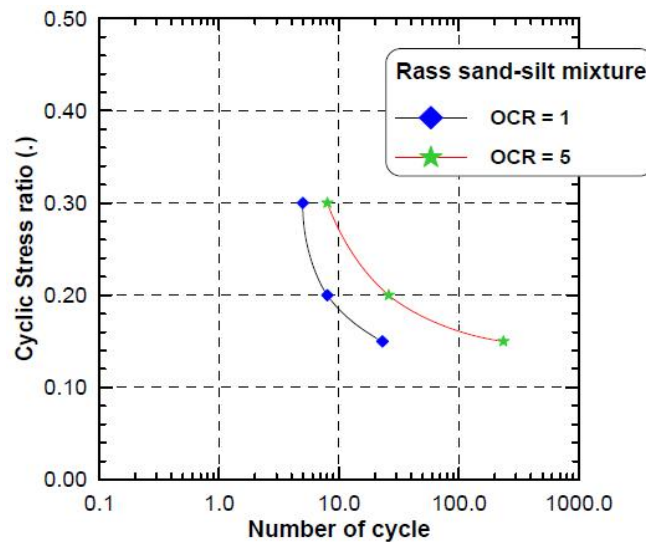


Fig I.32 Influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de *Rass-SM* ($FC = 10\%$) (Arab ,2012)

I.4.7. Influence Pré-cisaillement

Dans certaines applications, le sol peut être initialement soumis à un pré cisaillement (ouvrages de soutènement, fondations, pentes,...). Dans ce cas, il est nécessaire d'analyser l'influence du pré-cisaillement sur le potentiel de liquéfaction. Fait que la liquéfaction des sols nécessite l'application d'un chargement cyclique comportant un changement de signe du déviateur (Lee et Seed, 1967 ;Yoshimi et Oh-Ok, 1975 ;Vaid et Finn, 1979 ;Mohkam, 1983), on s'attend que toute contrainte de cisaillement initiale améliore la résistance à la liquéfaction, La figure I.33 montre les résultats des essais réalisés par (Hyodo et al., 1991) pour différentes valeurs du cisaillement initial et avec deux densités relatives initiales ($Dr = 50$ et 70%). On remarque que la résistance à la liquéfaction s'améliore d'une manière sensible avec l'augmentation du cisaillement initial.

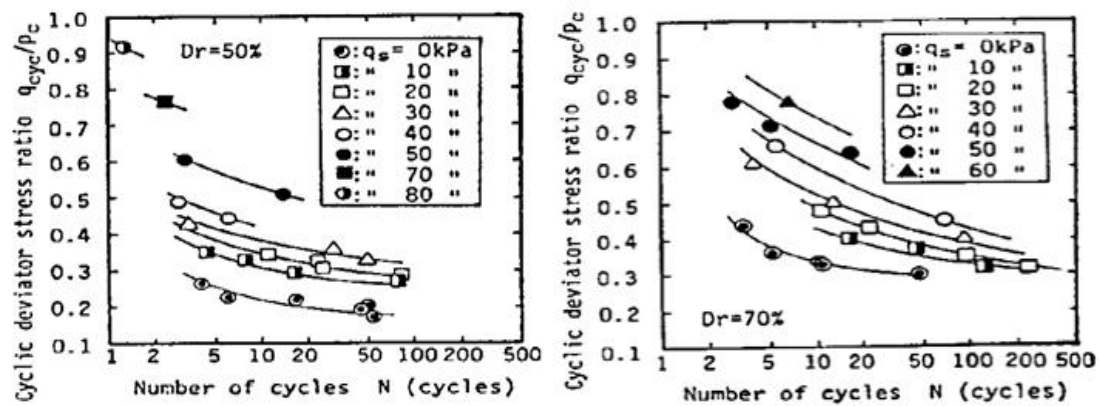


Fig I.33 Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, (q_s : déviateur, sable lâche ($D_r = 50\%$) ; sable dense ($D_r = 70\%$); (Hyodo et al., 1991)

I.5. Conclusion

La liquéfaction se produit quand la structure d'un sable lâche et saturé se décompose à cause de la sollicitation rapidement appliquée. Lorsqu'elle se produit, la résistance du dépôt de sol diminue et sa capacité portante se réduit significativement, en provoquant le basculement des ouvrages qu'il supporte. Cette étude bibliographique des matériaux pulvérulents nous a permis de définir le comportement (contractant et dilatant) sous différentes conditions (drainée et non drainée) et le concept d'état de déformation (état critique et caractéristique). Cependant le comportement des sols est influencé par des nombreux éléments, les plus importants sont : la densité, la granulométrie, le confinement, la saturation, la présence des fines. Aussi, elle permet de retracer quelques propriétés fondamentales des milieux granulaires. Plusieurs concepts ont été mis au point pour cerner le comportement mécanique de ces matériaux. Dans les chapitres suivants, il est présenté diverses méthodes pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction basées sur les résultats en laboratoire tels que les essais triaxiaux et de cisaillement direct et les mesures in-situ tels que les essais SPT et CPT. Il y est aussi présenté les principales méthodes de traitement et d'amélioration des sols susceptibles à la liquéfaction.

Chapitre II

Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

II.1. Introduction

La résistance au cisaillement des sols est en général évaluée à partir des méthodes et des procédures développées en se basant sur des essais in situ et des essais en laboratoire. Les essais les plus fréquents qui ont gagné un usage commun et auxquels on a recours de plus en plus ces dernières années à cause de leur efficacité dans l'évaluation de la résistance à la liquéfaction des sols sont l'essai de Pénétration Standard (SPT), l'essai de Pénétration au Cône (CPT) et la vitesse des ondes de cisaillement (V_s).

Les essais en laboratoire sont effectués en cellule triaxiale conventionnelle ou en cellule de cisaillement direct qui a été conçu par Casagrande en 1936.

L'appareillage de cisaillement à la boîte de Casagrande, permet de réaliser les essais de cisaillement sur des échantillons de sol intacts, remaniés ou reconstitué, de forme cylindrique ou cubique. Ils permettent d'étudier la résistance au cisaillement des matériaux selon un plan horizontal imposé. L'appareillage de triaxial utilisé est assisté par ordinateur, muni d'une unité d'acquisition et d'un logiciel de traitement de données. Ces essais permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques de cisaillement (la cohésion C et l'angle de frottement ϕ).

II.2. Evaluation de la résistance à la liquéfaction des sols

II.2.1. Méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction

Différentes approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction ont été proposées. Ces différentes approches intègrent un nombre plus ou moins grand des caractéristiques. Chacune d'elles a ses avantages et ses limites.

Il est possible d'avoir une idée de la susceptibilité du sol en examinant sa géologie, son contexte et son histoire. À cet égard, une zone où le risque sismique est fort, où les dépôts sont jeunes, où les particules sont de forme sphérique et de la taille des limons-sableux et où la nappe phréatique est près de la surface, sera considérée comme critique. Ce type d'analyse préliminaire doit être suivi d'autres études plus rigoureuses afin de bien caractériser la susceptibilité du sol à la liquéfaction. Cette section a pour but d'introduire sommairement différents moyens d'évaluer le potentiel de liquéfaction.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction par essais in-situ se fait à partir du facteur de sécurité vis-à-vis la liquéfaction (FS), calculé d'après la résistance à la liquéfaction (CRR) et le calcul de la contrainte cyclique en cisaillement (CSR). Ces trois paramètres sont nécessaires pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site :

1. Rapport de contrainte cyclique (Cyclic Stress Ratio : CSR): Contrainte de cisaillement cyclique maximum produit par un séisme.
2. Rapport de résistance cyclique (Cyclic Résistance Ratio : CRR) : Résistance à la liquéfaction de sol.
3. Facteur de sécurité (FS) : le Rapport entre le rapport de contrainte cyclique (CSR) et le rapport de résistance cyclique (CRR).

II.2.1.1 Le rapport de contrainte cyclique (CSR)

Depuis les années 1971, une approche empirique a été proposée par l'équipe Seed et Idris de Berkeley, appelée approche Berkeley-Seed, pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un site. Elle a été développée suite aux observations des tremblements de terre d'Alaska et de Niigata en 1964. La dernière version améliorée de l'approche a été révisée et publiée, suite à un atelier de formation de NCEER/NSF à Salt Lake City en 1996 (Youd et al., 2001).

Cette approche repose sur une comparaison entre la contrainte de cisaillement induite par un tremblement de terre et la résistance que le sol peut offrir. Le rapport de contrainte de

cisaillement cyclique appliquée au sol (CSR), a été défini par (Seed et Idriss, 1971) par la relation suivante (II.1) :

$$CSR = \left(\tau_{cyc} / \sigma'_{v0} \right) = 0,65 \cdot (a_{max} / g) \cdot (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) \cdot r_d \quad (II.1)$$

où,

τ_{cyc} : contrainte de cisaillement cyclique (kPa)

a_{max} : accélération horizontale maximale à la surface du sol (m/s²)

g : constante gravitationnelle (m/s²)

σ_{v0} : contrainte verticale totale initiale (kPa)

σ'_{v0} : contrainte verticale effective initiale (kPa)

r_d : coefficient de réduction des contraintes ($r_d \leq 1$)

Le facteur de 0,65 est un facteur empirique, basé sur des observations, et visant à représenter la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement générée lors d'un tremblement de terre. Il a été estimé que cette valeur valait 65 % de la contrainte maximale (qui correspond au maximum de l'accélération horizontale).

Le coefficient de réduction des contraintes r_d fournit une correction approximative pour la flexibilité du profil de sol. Le comité NCEER recommande les équations suivantes développées pour le calcul des valeurs moyennes de r_d qui dépend de la profondeur z .

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z \quad \text{pour } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.00267 z \quad \text{pour } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (b)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 z \quad \text{pour } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m} \quad (c)$$

$$r_d = 0,5 \quad \text{pour } z > 30 \text{ m} \quad (d)$$

Les deux équations (a) et (b) ont été proposés par Liao et Whitman en 1986, la partie (c) a été ajoutée par Robertson et Wride en 1997, et la partie (d) a été proposée par un ingénieur de l'armée américaine, Marcuson (cité par Karam, 2006).

Ces équations donnent une valeur moyenne de r_d et sont présentées sur la figure II.1 avec l'intervalle des valeurs proposées par Seed et Idriss (pour les premiers 15m de profondeur).

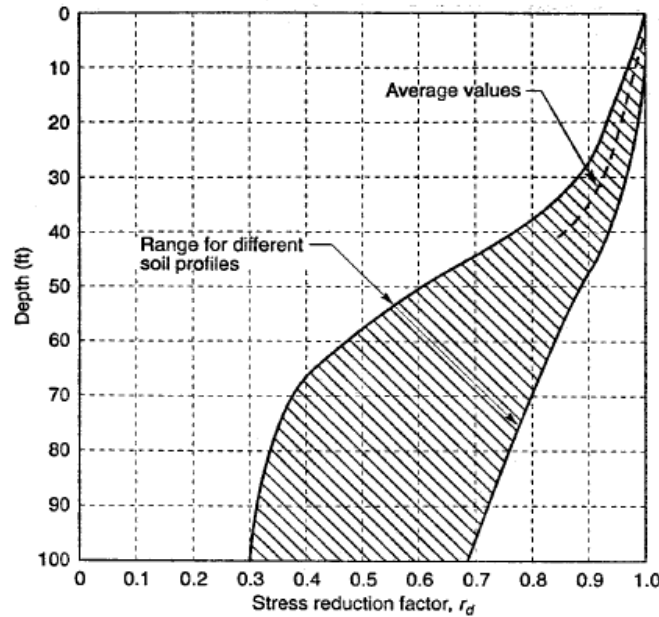


Fig II.1 Facteur de réduction des contraintes (r_d) en fonction de la profondeur (tirée de Seed et Idriss, 1971)

Une autre expression (II.2) approchée pour r_d utilisé au Japon (Tokimatsu et Seed, 1987) :

$$r_d = 1,0 - 0,015 \cdot Z \quad (II.2)$$

Il est aussi possible d'utiliser l'équation (II.3) proposée par T.F. Blake (proposée en 1996, mais non publiée, tirée de Youd et al, 2001), qui est basée sur la profondeur z (m) :

$$r_d \equiv \frac{(1,00 - 0,4113 \times Z^{0,5} + 0,04052 \times Z + 0,001753 \times Z^{1,5})}{(1,00 - 0,4177 \times Z^{0,5} + 0,05729 \times Z - 0,006205 \times Z^{1,5} + 0,001210 \times Z^2)} \quad (II.3)$$

Dans le cadre d'approfondir le travail de (Golesorkhi, 1989), (Idriss, 1999) a effectué plusieurs centaines d'analyses de réponse sur site et a conclu que les conditions d'intérêt plus pratique, le paramètre r_d peut être exprimé de manière adéquate en fonction de la profondeur et de tremblement de terre magnitude (M_w). Le rapport suivant (II.4) a été calculé à l'aide de ces résultats (Idriss et Boulanger, 2006) :

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M_w] \dots \dots \dots (II.4)$$

D'où

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad (4a)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad (4b)$$

où z est la profondeur en mètres, M_w est le moment de magnitude.

Ces équations sont applicables à une profondeur $z \leq 34$ m, tandis que l'expression (II.5) suivante est applicable pour $z > 34$:

$$r_d = 0,12 \exp(0,22M_w) \quad (\text{II.5})$$

II.2.1.2 Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique (CRR)

La résistance d'un sol à la liquéfaction correspond à la contrainte cyclique maximale. Elle se définit par le rapport de résistance cyclique (CRR). Il s'agit du rapport entre la résistance au cisaillement moyenne que possède un sol et la contrainte effective verticale initiale (σ'_{vo}). Le rapport CRR peut se calculer de différentes façons, selon le type d'essai effectué sur le terrain ou en laboratoire.

La résistance à la liquéfaction déterminée par l'équation (II.6) peut être extrapolée à d'autres conditions en appliquant des facteurs de correction, si cela est jugé nécessaire.

$$CRR_{M_w} = CRR_{M_w=7,5} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (\text{II.6})$$

Où

MSF (Magnitude Scale Factor) est un facteur de correction pour la magnitude M, K_α est un facteur de correction pour le pré-cisaillement statique et K_σ est un facteur de correction pour la contrainte effective verticale initiale (cité par Kevin S, 2012).

Le facteur de correction pour d'autres magnitudes, dont la valeur est donnée sur (la figure II.1), et qui est représentée par la relation (II.7) empirique (Youd et Idriss, 1996) :

$$MSF = 10^{2,24} / M^{2,56} \quad (\text{II.7})$$

La magnitude est une mesure déterminée à l'aide de sismographes et servant à quantifier la puissance d'un séisme. Conformément à la définition initiale fournie par le sismologue américain Charles Richter (échelle de Richter, développée en 1935), elle est une fonction de l'amplitude maximale du mouvement de terrain et de la distance entre le foyer et le lieu d'enregistrement.

La correction MSF peut être déterminée selon la figure II.2, sa valeur est fonction de la magnitude du moment sismique M_w . Les Workshops du NCEER de 1996 et 1998 relatés par (Youd et Idriss, 2001) recommandent les valeurs montrées dans l'aire hachurée de la (figure II.2).

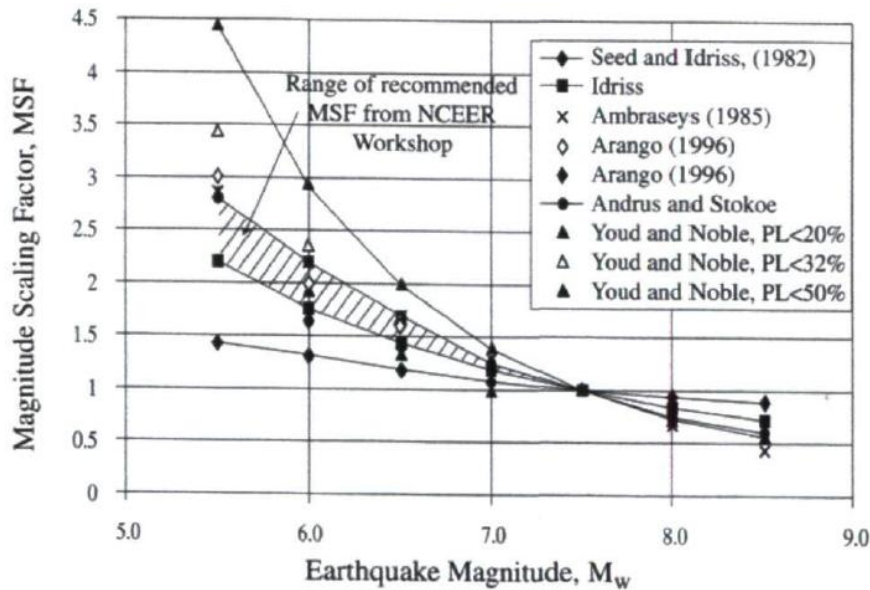


Fig II.2 Les valeurs de magnitude facteur d'échelle définies par divers chercheurs
(Rapport de MSF Tirée de Youd et Idriss, 2001)

(Youd et al., 2001), ont montrés que plusieurs valeurs de MSF ont été proposées par différents auteurs comme il est présenté dans le tableau II.1.

Tableau II.1 valeurs de MSF proposées par différents auteurs (Youd et al., 2001)

Magnitude, M	Seed and Idriss (1982)		Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997)	Youd and Noble (1997b)		
	Idriss ^a			Distance based	Energy based		$P_L < 20\%$	$P_L < 32\%$	$P_L < 50\%$
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

Mais après réévaluation (Idriss, 1999) a ensuite utilisé l'expression suivante (II.8) pour déterminer MSF :

$$MSF = 6,9 \exp(-0,25M) - 0,058 \quad \text{pour } M_w > 5,2 \quad (II.8a)$$

$$MSF \leq 1,8 \quad \text{pour } M_w \leq 5,2 \quad (II.8b)$$

Les valeurs de MSF obtenus d'après l'utilisation de l'équation (II.8) sont présentées sur la (figure II.3), ainsi que celles proposées par d'autres auteurs. Les valeurs de MSF réévaluées sont légèrement plus élevées que celles initialement proposées par (Seed et Idriss, 1982) et à

celles plus récemment obtenues par (Cetin et al., 2000) et résumées dans (Seed et al., 2001, 2003).

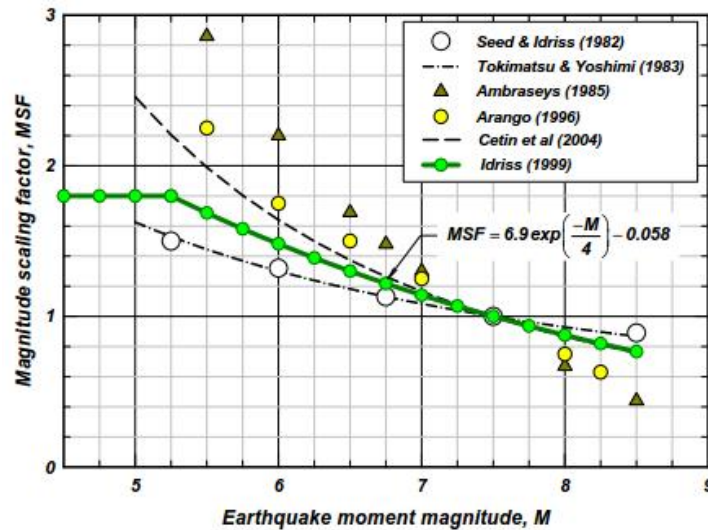


Fig II.3 Valeurs de MSF proposées par divers auteurs (Idris et Boulanger, 2004)

La correction K_α est définie selon le paramètre α et l'indice de densité relative I_D (aussi la densité relative D_r). Le paramètre α correspond au rapport de la contrainte en cisaillement statique τ_s sur la contrainte effective verticale initiale σ'_{v0} . La correction K_α peut être définie à l'aide de la (figure II.4). La correction K_α ne devrait toutefois être utilisée que par des utilisateurs expérimentés.

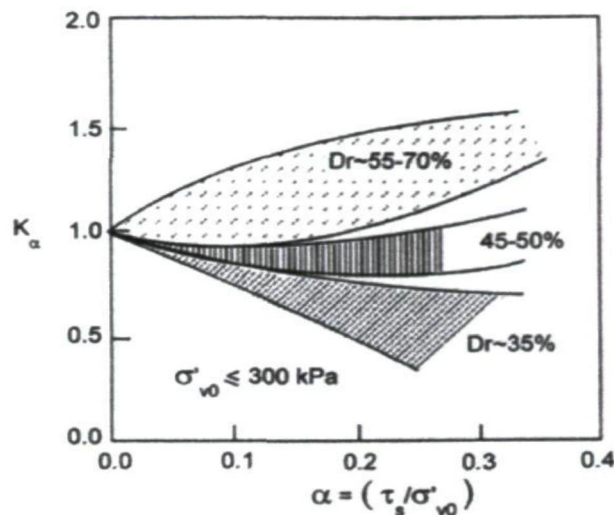


Fig II.4 Correction K_α proposée par Harder et Boulanger (1997) (tirée de Bhatia et al., 1985)

La correction K_σ est définie selon σ'_{v0} et l'indice de densité relative du sol I_D . Elle peut être déterminée selon le graphe présenté dans la (figure II.5).

Pour la détermination de K_σ , (Hynes et Olsen, 1999) proposent l'équation (II.9) suivante :

$$K_{\sigma} = (\sigma'_{v0}/P_a)^{f-1} \quad (\text{II.9})$$

Où

σ'_{v0} est la contrainte verticale initiale effective

P_a est une pression de référence, en général 100 kPa

f est un exposant dépendant de la densité relative du sol, tel que :

Pour $40\% \leq Dr \leq 60\%$, $0,7 \leq f \leq 0,8$

Pour $60\% \leq Dr \leq 80\%$, $0,6 \leq f \leq 0,7$

(Recommandations adoptées par le comité NCEER).

La figure II.5 présente quelque base de données pour la détermination de K_{σ} pour la pratique des ingénieurs.

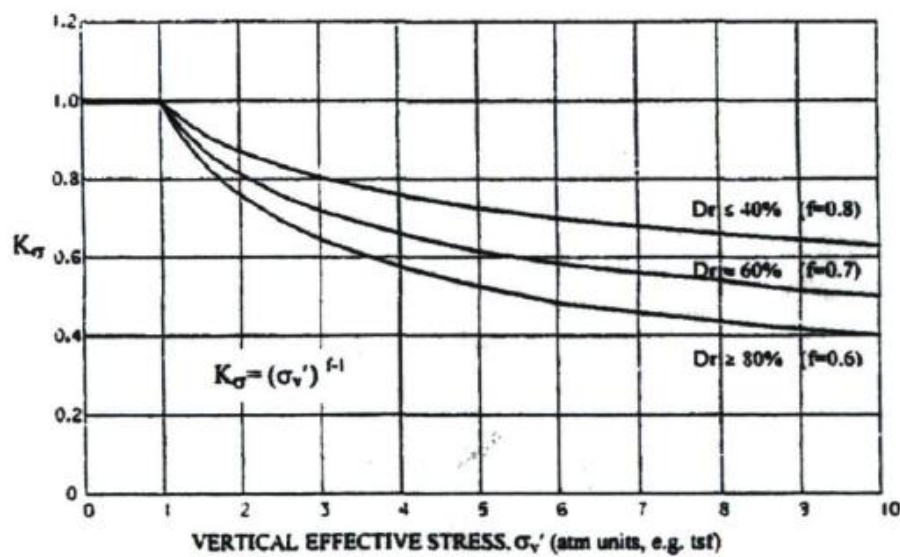


Fig II.5 Abaques pour la détermination de K_{σ} (Hynes et Olsen, 1999)

Plus tard, Idriss et Boulanger (2008) ont recommandés que la relation des résultats de K_{σ} est exprimée en termes des valeurs de $(N1)_{60cs}$ comme suit:

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln(\sigma'_{v0}/P_a) \leq 1,1$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N1)_{60cs}}} \leq 0,3$$

La relation obtenue est représentée dans la figure II.6 pour une gamme de $(N1)_{60cs}$. La limite de 1,1 à la valeur maximale de K_{σ} est atteinte à des contraintes effectives verticales inférieures à 40 kPa.

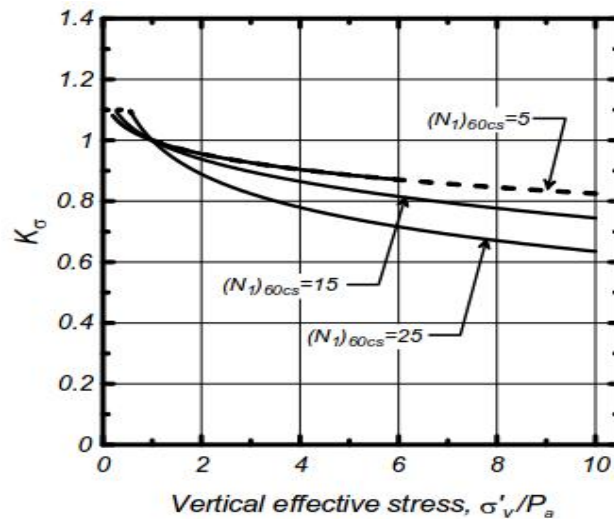


Fig II.6 *Abaques pour la détermination de K_σ (Idriss et Boulanger, 2008)*

L'équation (II.10) suivante, de (Seed et Idriss, 1982), exprime le potentiel de liquéfaction en termes du facteur de sécurité (FS) :

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) . MSF \quad (II.10)$$

Où :

$CRR_{7.5}$: résistance à la liquéfaction pour un séisme de magnitude 7,5 ;

CSR : contrainte cyclique appliquée sur le sol (équation II.1).

II.2.2. Les essais in situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction

Selon (Youd et al., 2001), les essais in situ peuvent être recommandés pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols. Chacun de ces types d'essai permet d'estimer une valeur du CRR selon les caractéristiques du sol in situ. Ces essais sont souvent préférés aux essais en laboratoire puisque ces derniers nécessitent la prise d'échantillons intacts ou la reconstruction précise des sols, ce qui est difficile et coûteux à réaliser. On s'intéresse aux méthodes d'évaluation basées sur les mesures in situ tel que le SPT, le CPT et V_s .

Chacun des tests décrits ci-dessous permet d'évaluer la résistance à la liquéfaction, en considérant un séisme de magnitude 7,5.

II.2.2.1 Essai de pénétration standard (SPT)

Le principe de l'essai consiste à battre un carottier par un mouton de 63,5 kg dans le sol et à compter le nombre de coups (N) nécessaire pour enfoncer la sonde de 30 cm. C'est l'essai in situ le plus courant en vue de déterminer le potentiel de liquéfaction. Il a été exploité par les japonais et les américains. Il permet d'évaluer la compacité d'un sol pulvérulent.

Les critères développés pour évaluer la résistance du sol à la liquéfaction basés sur les essais SPT sont largement intégrés dans la courbe de CSR en fonction du nombre de coup $(N_1)_{60}$ (figure II.6). La courbe de base étant celle qui correspond à un CRR pour un pourcentage de fines supérieur ou égal à 5 % ; elle est désignée comme étant la courbe de « base simplifiée » valable pour un séisme d'une magnitude de 7,5.

La figure II.7 suivante montre la relation empirique entre CRR et $(N_1)_{60}$ pour un séisme de magnitude 7,5 et pour un sable propre (comportant moins de 5 % de fine (particules passant au tamis 0,075 mm)).

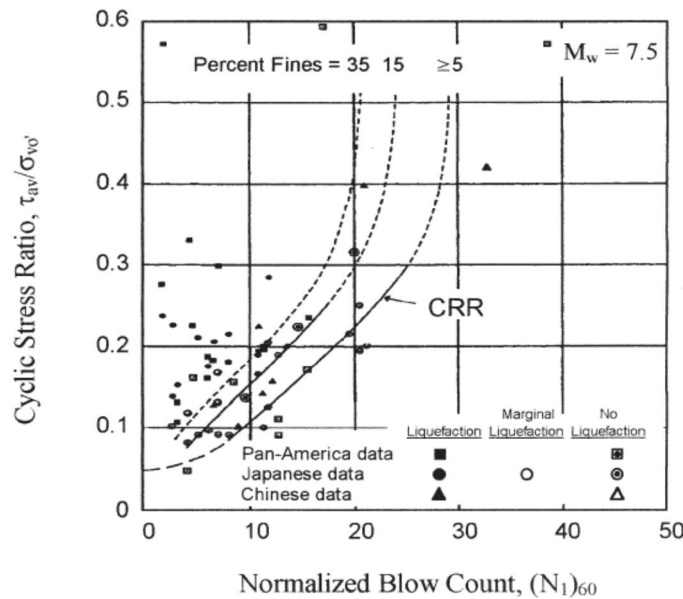


Fig II.7 Courbe de base simplifiée recommandée pour le calcul de CRR à partir des données de SPT ($\sigma'_w = 1 \text{ atm} (\approx 1 \text{ tsf})$). (modifiée d'après Youd TL, Idriss IM, 2001)

II.2.2.1.1 Détermination de la valeur de $(N_1)_{60}$

Les valeurs de N_m obtenues lors d'un essai in-situ doivent être corrigées afin de tenir compte de la pression de confinement, C_N , du pourcentage d'énergie transmise à l'échantillonneur lors de l'essai C_E , C_B , coefficient tenant compte de diamètre de forage, C_R , coefficient tenant compte de la longueur des tiges et C_S , coefficient tenant compte de la présence ou absence d'une chemise dans l'échantillonneur.

Ces corrections sont exprimées par la relation (II.11), proposée par NCEER (1996) :

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (\text{II.11})$$

Où

N_m est la résistance à la pénétration par mesure standard ;

C_N est la correction de la contrainte de sols sus-jacents ;

C_E est la correction du taux d'énergie de la masse ;

C_B est la correction du diamètre du forage;

C_R est la correction de la longueur du train de tiges ;

C_S est la correction du carottier avec ou sans revêtement.

$(N_1)_{60}$ est le nombre de coup normalisé. L'indice « 1 » définit que le nombre de coups est normalisé pour une surcharge de 100 kPa. L'indice « 60 » implique que la valeur à été normalisée pour une efficacité de 60 % de l'énergie totale fournie par le marteau lors de l'enfoncement de la tige.

Le tableau II.2 suivant résume le calcul de ces facteurs de corrections.

Tableau II.2 Facteurs de correction pour l'essai SPT (Skempton, 1986 ; Kulhawy et Mayne, 1990 ; Robertson et Wride, 1998)

Facteur	Equipement variable	Notation	Correction
Contrainte de sols sus-jacents	σ'_{v0}	C_N	$(P_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$ où $C_N \leq 2$ et $P_a = 100$ kPa
Rapport d'énergie	<ul style="list-style-type: none"> • Mouton en Donut • Mouton de sécurité • Mouton automatique 	$C_E = ER / 60\%$	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	<ul style="list-style-type: none"> • 65 mm à 115 mm • 150 mm • 200 mm 	C_B	1,00 1,05 1,15
Longueur du train de tiges	<ul style="list-style-type: none"> 3 m à 4 m 4m à 6 m 6 m à 10 m 10 m à 30 m > 30 m 	C_R	0,75 0,85 0,95 1,00 < 1,00
Méthode du carottage	<ul style="list-style-type: none"> Carottage standard Carottage sans revêtement 	C_S	1,00 1,1 à 1,3
Dimension des particules	Taille de grain de sable en mm (D_{50})	C_p	$60 + 25 \times \log D_{50}$
Vieillessement	Temps (t) en années depuis déposition	C_A	$1,2 + 0,05 \times \log(t/100)$
Surconsolidation	OCR	C_{OCR}	$OCR^{0.2}$

II.2.2.1.2 Normalisation des résistances de pénétration (C_N)

Une des expressions les plus couramment utilisés pour la correction des sols sus-jacents a été proposée par (Liao et Whitman, 1986), à savoir (II.12) :

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^{0,5} \quad (II.12)$$

Mais après réévaluation Idriss et Boulanger (2003, 2008) a ensuite utilisé les réactions ci-dessous pour obtenir les expressions suivantes (II.13) et (II.14) pour déterminer C_N :

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^\alpha \leq 1,7 \quad (II.13)$$

$$\alpha = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N_1)_{60}} \quad (II.14)$$

Ainsi Seed et al (1975) inclus la normalisation des résistances de pénétration dans le sable à l'équivalent σ'_{v0} d'une atmosphère (1 Pa= 1tsf=101 kPa) c'est-à-dire σ'_{v0} est exprimée dans les mêmes unités que la pression atmosphérique Pa. Dans le cadre de la procédure semi-empirique. Cette normalisation prend actuellement la forme (II.15) :

$$(N_1)_{60} = C_N (N)_{60} \quad (II.15)$$

L'augmentation de particules fines dans les sables diminue le potentiel de liquéfaction de ceux-ci. Un ajustement à l'indice CRR doit être effectué à cet effet. L'ajustement pour les fractions fines (fine content) se fait selon la correction «clean sand» pour obtenir l'indice $(N_1)_{60cs}$ de la manière suivante. L'indice $(N_1)_{60cs}$ est alors utilisé dans l'équation (II.16).

Idriss et Seed ont développé une approche alternative pour la correction de CRR en fonction de la teneur en fines (cité par Youd et Idriss, 2001) et qui correspond à la conversion de $(N_1)_{60}$ à celui du sable propre équivalent $(N_1)_{60cs}$ et proposent la relation (II.16) suivante :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \quad (II.16)$$

Où α et β sont des coefficients qui sont déterminés à partir des conditions suivantes :

$$\alpha = \begin{cases} 0 \text{ et } \beta = 1,0 \\ \exp [1,76 - (190 / F_c^2)] \text{ et } \beta = [0,99 + (F_c^{1,5} / 1000)] \\ 5 \text{ et } \beta = 1,2 \end{cases} \quad \begin{cases} \text{si } F_c \leq 5\% \\ \text{si } 5\% < F_c < 35\% \\ \text{si } F_c \geq 35\% \end{cases}$$

$(N_1)_{60cs}$ est la résistance équivalente au sable propre, L'indice « cs », quant à lui, implique que la valeur est normalisée pour un sable propre (clean sand), c'est-à-dire sans particule fine (Youd et al., 2001).

Dans les régions les plus actives des États-Unis, la valeur de $(N_1)_{60cs}$ pour les sols sableux devrait être supérieure à 30 afin que le potentiel de liquéfaction ne soit pas critique. Pour les sols ayant des valeurs inférieures à 30, l'équation (II.17) permet d'estimer la capacité du sol à résister à la liquéfaction pour un tremblement de terre de magnitude 7,5 de NCEER et (Youd et al. 2001) :

$$CRR_{7.5} = \left(\frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} \right) + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{135} \right) + \left(\frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60cs} + 45]^2} \right) - \left(\frac{1}{200} \right) \quad (II.17)$$

L'équation (II.10) peut être appliquée pour obtenir la valeur du facteur de sécurité FS lorsque le séisme a une magnitude égale ou différente à 7,5.

Certaines relations (II.18) et (II.19) ont été proposées afin d'effectuer ces normalisations (e.g.; Idriss et Boulanger, 2008) :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (II.18)$$

D'où

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{F_c + 0.01} - \left(\frac{15.7}{F_c + 0.01} \right)^2 \right) \quad (II.19)$$

La variation de $\Delta(N_1)_{60}$ avec F_c (en pourcent) calculée à l'aide de l'équation (II.19) est présentée à la (figure II.8). La valeur de $CRR_{7.5}$ pour $M = 7,5$ et $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$ ($\approx 1 \text{ tsf}$) peut être calculée sur la base $(N_1)_{60cs}$ sur l'expression (II.20).

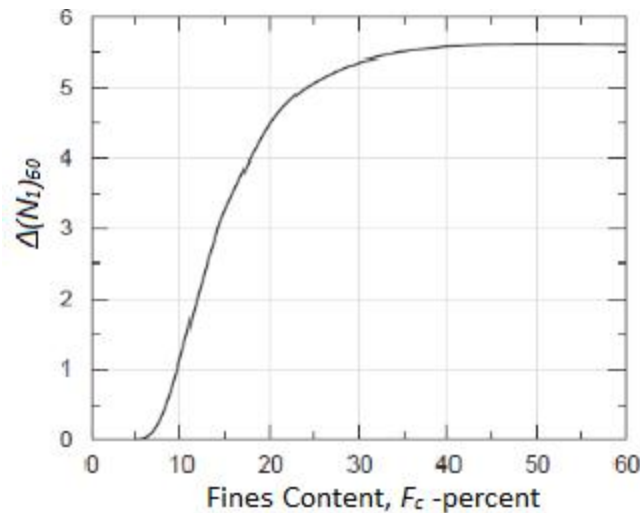


Fig II.8 La variation de $\Delta(N_1)_{60}$ avec teneur en fine F_c

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right] \quad (II.20)$$

L'utilisation de ces équations fournit une façon pratique pour évaluer le rapport de contrainte cyclique (CSR) nécessaire pour causer la liquéfaction pour les sols non cohérents avec tout teneur en fines.

II.2.2.2 Essai de pénétration au cône (CPT)

C'est peut-être l'essai le plus populaire parmi les autres à cause de la rapidité de son exécution, c'est un essai économique et procure un profil continu de l'évaluation des propriétés du sol. L'essai CPT consiste à enfoncer une pointe conique à vitesse constante (2cm/s) dans le sol et à mesurer la résistance en pointe q_c et le frottement latéral, f_s au cours de l'enfoncement.

Cet essai est plus reproductible et donc plus fiable que ceux réalisés par le SPT. Son utilisation s'étend à l'argile et au sable denses, alors qu'il n'est pas recommandé pour les graviers. Le CPT est très avantageux lors de l'évaluation d'un profil très variable selon la profondeur (McCarthy, 2007 et James, 2009). Les coûts pour l'utilisation sont relativement élevés ce qui, dans certains cas, peut en diminuer l'application.

Cette technique consiste à déterminer la résistance qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Cette résistance peut être divisée en deux, la résistance en pointe (q_c) et le frottement latéral (f_s). La première est calculée par la pression soumise sur la base de la tige, la deuxième par le frottement latéral qui est la friction présente entre le sol et la tige (mesurée le long d'un manchon mobile). La résistance en pointe permet de déterminer le CRR. La valeur de la résistance en pointe obtenue doit être normalisée pour une surcharge de 100 kPa et pour un sable propre, selon des relations présentées dans (Youd et al., 2001), afin d'obtenir la résistance en pointe normalisée $(q_{c1N})_{cs}$.

La figure II.9 illustre la terminologie principale en ce qui concerne pénétromètres de cône.

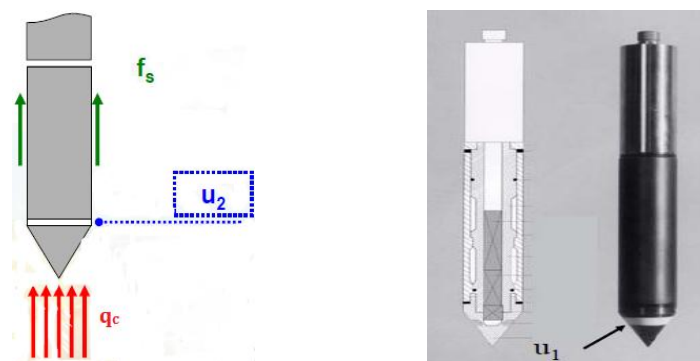


Fig II.9 Photo d'un cône électrique

Les critères développés pour évaluer la résistance du sol à la liquéfaction basés sur les essais CPT sont largement intégrés dans la courbe de CSR en fonction de la résistance en pointe q_{c1N} (figure II.10). La courbe de base étant celle qui correspond à un CRR pour un pourcentage de fines inférieur ou égal à 5 %; elle est désignée comme étant la courbe de «base simplifiée »

valable pour un séisme d'une magnitude de 7,5 et pour une pression de confinement efficace de 100 kPa (développée par Robertson, 1990).

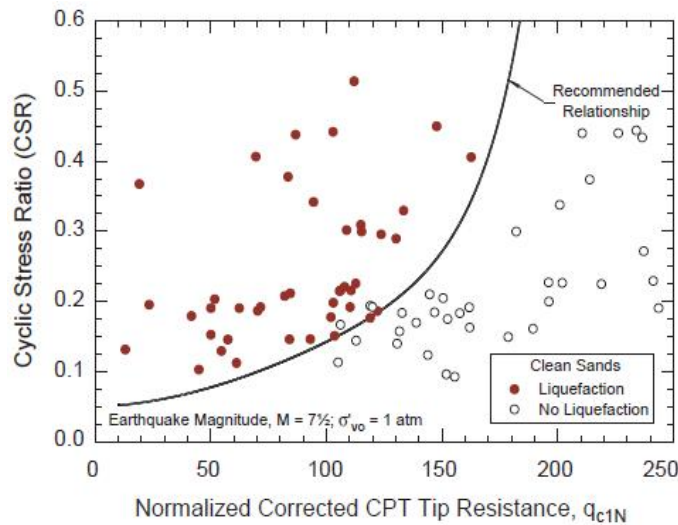


Fig II.10 Courbe de base simplifiée recommandée pour le calcul de CRR à partir des données de CPT pour sable propre et pour $M = 7,5$ et $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$ ($\approx 1 \text{ tsf}$). (Idriss et Boulanger, 2006)

q_{c1N} = résistance de pointe normalisée à 100 kPa

A cause des difficultés et de la mauvaise reproductibilité associée avec les essais SPT, plusieurs auteurs ont proposées des corrélations pour estimer CRR pour le sable propre et le sable limoneux à partir d'une résistance de pointe corrigée d'un essai CPT (Robertson et Campanelle, 1985 ; Seed et de Alba, 1986; Shibata et Teparaska, 1988; Mitchel et Tseng, 1990 ; Olsen et Koester, 1995 ; Robertson et Fear, 1995 ; Robertson et wride, 1997).

L'utilisation efficace de la résistance de pointe q_c comme indices pour les caractéristiques de la liquéfaction du sol ne nécessite que les effets de la densité du sol et de la contrainte de confinement sur la résistance de pénétration soient séparés. Par conséquent, (Seed et al., 1975 compris la normalisation de résistance de pénétration dans le sable pour un σ'_{v0} équivalent d'une atmosphère ($P_a \approx 1,06 \text{ tsf} \approx 101 \text{ kPa}$) dans le cadre de la procédure semi-empirique. Cette normalisation prend actuellement la forme (II.21) suivante :

$$q_{c1} = C_N q_c \quad (II.21)$$

où ; q_{c1} : La résistance de pénétration corrigée par rapport à la pression de surcharge,
 C_N : facteur de correction des surcharges,

En plus q_c est la résistance de pointe au cône pratiquement normalisée par P_a pour obtenir une quantité sans dimension (i.e., $q_{c1N} = q_{c1} / P_a$) comme il est proposé par (Robertson et Wride, 1997).

Autrement, La résistance de pointe q_c est corrigée par rapport à la pression de surcharge et sa valeur normalisée est donnée par l'équation (II.22) (Robertson et Wride, 1997).

La figure II.9 montre la relation empirique entre CRR et q_{c1N} pour un sable propre réalisé d'une manière similaire à celle utilisé au SPT, définie par la relation (II.22) suivante :

$$q_{c1N} = C_N (q_c / P_a) \quad (II.22)$$

Une des expressions les plus couramment utilisés pour la correction des surcharges C_N (ou normalisation), le facteur de correction est définie par l'équation (26) suivante :

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^n \leq 1,7 \quad (II.23)$$

Où

σ'_{v0} est la contrainte verticale initiale effective.

En général, C_N ne doit pas dépasser 1,7 pour de faibles profondeurs. L'exposant N varie avec le type de solde 0,5 à 1,0. Pour le nettoyage des sables $n = 0,5$ (sable propre) est approprié, pour les argiles $n = 1,0$ et pour les limons $n = 0,7$.

Ensuite, (Idriss et Boulanger, 2006) ont utilisé les expressions (II.24) et (II.25) suivantes pour déterminer C_N :

$$C_N = (P_a / \sigma'_{vc})^\beta \leq 1,7 \quad (II.24)$$

$$\text{Avec } \beta = 1,338 - 0,249(q_{c1N})^{0,264} \quad (II.25)$$

Par suite, une corrélation a été étudié par des différents auteurs basée sur les données CPT pour différentes teneurs en fine (Robertson et Wride, 1997 ; Suzuki et al., 1997 ; Moss, 2003 ; Moss et al., 2006). La formule proposée tient compte des effets de la teneur en particules fines non plastiques sur la résistance à la liquéfaction en utilisant une approche similaire à celle utilisée pour l'approche basé sur les données SPT. Par conséquent, la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre q_{c1Ncs} peut être calculée par la relation (II.26) définie comme suit :

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (II.26)$$

L'expression de q_{c1N} a été faite pour être compatible avec l'effet approximatif que le contenu des fines a sur le rapport q_{c1N}/N_{60} . L'expression résultante pour q_{c1N} dépend à la fois de F_c et de q_{c1N} et est définie par la relation (II.27) suivante :

$$\Delta q_{c1N} = \left(5,4 + \frac{q_{c1N}}{16} \right) \cdot \exp \left(1,63 + \frac{9,7}{F_c + 0,01} - \left(\frac{15,7}{F_c + 0,01} \right)^2 \right) \quad (II.27)$$

La variation de Δq_{c1N} avec F_c et q_{c1N} selon cette relation est illustrée dans la Figure II.11.

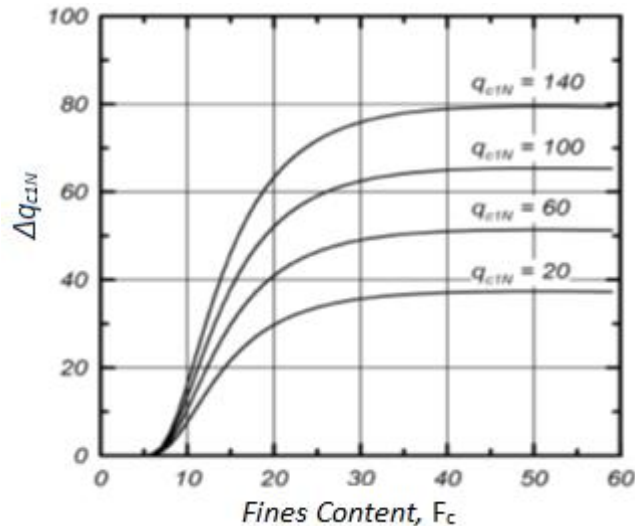


Fig II.11 Variation de Δq_{c1N} avec teneur en particules fines et q_{c1N}

Figure II.12 compare la courbe produite par cette relation pour le $F_c \geq 35\%$ des cas examinés par (Moss et al., 2006) pour les sols sans cohésion avec $F_c \geq 35\%$. Les courbes produites pour d'autres valeurs de F_c sont présentés dans la (figure II.13).

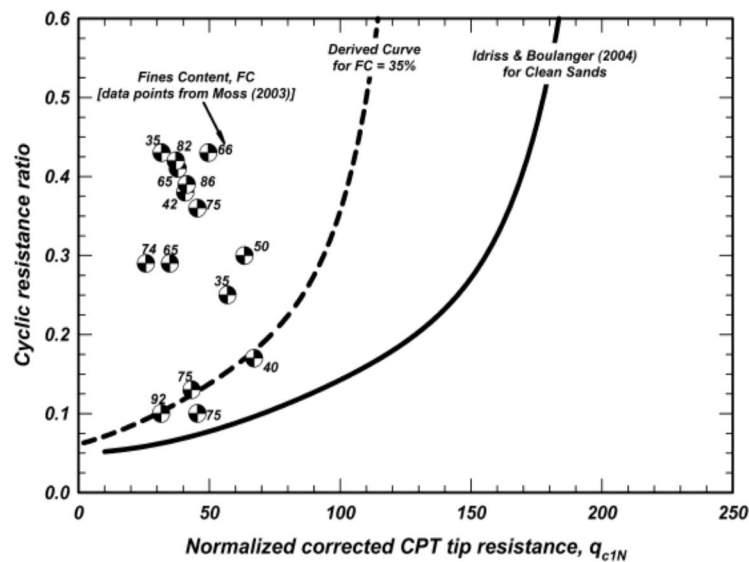


Fig II.12 La comparaison des études de cas sur le terrain pour les sols sans cohésion avec la teneur en fines élevée et une courbe recommandé pour les sols sans cohésion avec $F_c = 35\%$.

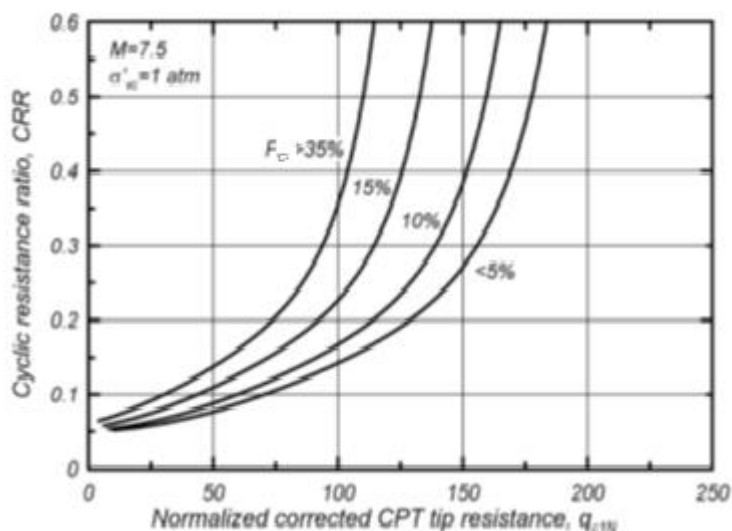


Fig II.13 Relations CPT pour sols pulvérulents avec différentes fractions de fines non plastiques (Idriss and Boulanger, 2006)

Une relation (II.28) plus récente de CRR a été proposée par (Idriss and Boulanger, 2006), elle permet d'évaluer la résistance du sol en fonction de q_{c1N} et à partir des considérations ci-dessus représentée sur la (figure II.12) avec les points des cas historiques pour les sols pulvérulents ayant un $F_c \leq 5\%$. La relation (II.28) peut être exprimée comme suit :

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (II.28)$$

L'équation (II.28) peut être appliquée pour obtenir la valeur du facteur de sécurité F_S lorsque le séisme a une magnitude de 7,5 et avec une contrainte effective verticale $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$ ($\approx 1 \text{ tsf}$).

II.2.2.3 Mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s)

Il est possible d'utiliser la vitesse de propagation des ondes de cisaillements (ondes S) comme indicateur du potentiel de liquéfaction des sols. Il en est ainsi puisque la vitesse des ondes S dans les sols et la capacité du sol à résister à la liquéfaction seraient influencées similairement par l'indice des vides, les contraintes effectives de confinement, les contraintes appliquées antérieurement ainsi que de l'âge du dépôt (Youd et al., 2001).

Cette technique de mesure possède un avantage majeur qui est d'être utilisable pour tous les types de sol, incluant les remblais rocheux et les sédiments graveleux. Cet essai peut aussi donner des informations très intéressantes sur la stratigraphie du dépôt et sur le comportement des sols soumis à de faibles contraintes.

Par contre, l'essai ne donne aucun échantillon de sol et il doit souvent être accompagné de forages afin d'établir les propriétés géophysiques du dépôt. Un autre inconvénient de cette technique est que certaines des couches les plus minces peuvent ne pas être identifiées à cause de leur épaisseur insuffisante. Selon (Kramer, 1996), cette technique ne serait pas suffisante pour établir si un sol est potentiellement liquéfiable ou non. De plus, la résistance au cisaillement ne serait pas directement proportionnelle à la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol.

La pratique préférée en utilisant les mesures de V_s pour évaluer la résistance à la liquéfaction est de réaliser un nombre suffisant de forages et de tests afin de détecter et de tracer les couches minces et liquéfiables. Aussi d'identifier les sols riches en argile pour les classer non liquéfiables, et d'identifier les sols limoneux au-dessus de la nappe phréatique qui peuvent avoir des valeurs de V_s plus faibles au moment de l'augmentation du niveau de l'eau, et de détecter les sols faiblement cimentés.

Andrus et Stokoe (1997, 2000) (figure II.14) ont développé une équation permettant de faire le lien entre les vitesses des ondes de cisaillement dans le sol (V_{s1}) et la capacité du sol à supporter les charges cycliques (CRR). Cette équation (II.29) s'écrit (Youd et al., 2001) :

$$CRR_{M=7.5} = a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (II.29)$$

Où

V_{s1} : vitesse de cisaillement corrigée à une pression de 100 kPa en (m/s) par la relation (II.30) :

$$V_{s1} = V_s (P_a / \sigma'_{vo})^{0.25} \quad (II.30)$$

V_{s1}^* : valeur limite de V_{s1} marquant le début de la liquéfaction (m/s), a et b sont des paramètres d'ajustement, égaux à 0,03 et 0,9 respectivement (0,022 et 2,8 pour Youd et al., 2001).

La vitesse limite V_{s1}^* est présentée comme celle au-delà de laquelle le risque de liquéfaction est considéré comme négligeable. Il est supposé que la valeur de V_{s1}^* varie d'une façon linéaire en fonction du pourcentage des fines pour le sable et le gravier, de 220 m/s (NCEER, 1996) et 215 m/s (Youd et al., 2001) pour un $F_c \leq 5\%$, 210 m/s pour $F_c \approx 20\%$ et 200 m/s pour un $F_c \geq 35\%$.

Les paramètres a et b sont ajustés à partir de résultats de sols ayant subi ou non une liquéfaction dont la vitesse de cisaillement était connue.

La valeur limite de la vitesse de cisaillement dans les sols sableux a été estimée comme :

$$V_{s1}^* = 215 \text{ m/s} \quad \text{si } F_c \leq 5\%$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0,5 (F_c - 5) \text{ m/s} \quad \text{si } 5\% < F_c < 35\%$$

$$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} \quad \text{si } F_c \geq 35\%$$

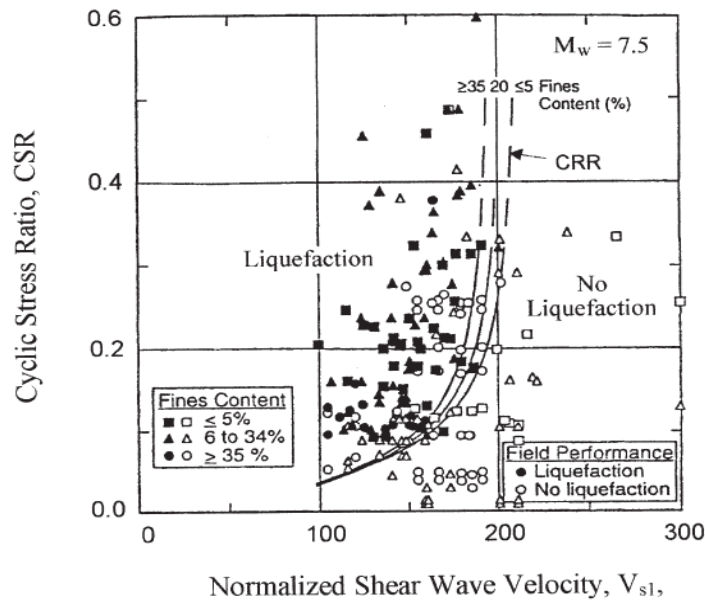


Fig II.14 Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude et pour des sols propres non cimentés d'âge holocène (Andrus et Stokoe, 1997)

II.2.2.4 Comparaison entre les méthodes appliquées

Dans le paragraphe II.2.2, il a été expliqué l'application de trois méthodes classiques utilisées pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol soumis à des chargements dynamiques. Le tableau II.3 ci-dessous présente une comparaison entre ces trois méthodes pour définir les avantages et les inconvénients de chacune d'elles.

Tableau II.3 Comparaison des avantages et inconvénients des différents essais sur le terrain pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction (NCEER, 1997)

	Type d'essai		
	SPT	CPT	V _s
Nombre de mesures prises sur des chantier liquéfiés	Abondant	Abondant	Limité
Type de comportement contrainte-déformation influençant l'essai	Partiellement drainé, grandes déformations	Drainé, grandes déformations	Petites déformations
Contrôle de qualité et la répétitivité	Passable à Bien	Très bien	Bien
Détection d'une variabilité d'un dépôt de sol	Bien	Très bien	Moyen
Le type de sol où l'essai est recommandé	Non gravier	Non gravier	Tout
Si l'essai procure un échantillon du sol	Oui	Non	Non
L'essai mesure un Index ou bien des propriétés	Index	Index	Propriétés

Enfin, on peut dire généralement, que la plupart des études effectuées pour l'estimation du risque de liquéfaction utilisent des corrélations empiriques fournies par les méthodes simplifiées telles que le SPT (méthode Seed) et le CPT (méthode Robertson).

La littérature géotechnique qui traite les problèmes de liquéfaction affirme aujourd'hui que l'utilisation des essais in situ SPT et CPT a atteint un degré d'efficacité avancée dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols. Ils sont les plus fiables, car ils sont pris en charge par les plus grandes bases des données sur la présence de la liquéfaction.

L'essai SPT fournit des échantillons de sol pour l'identification du type de sol et de nombreuses méthodes de calcul empiriques sont basées sur le SPT. L'essai CPT fournit la meilleure image de la stratification du sol. Beaucoup des méthodes de calcul sont également basées sur les données du CPT. Si le CPT est exécuté avec un cône sismique, les vitesses des ondes de cisaillement V_s peuvent être mesurées en même temps pour donner des informations très intéressantes sur le comportement des sols soumis à de faibles contraintes. Les modules de cisaillement peut être facilement obtenue à partir des données de vitesse et peut être utilisée comme entrée dans les analyses dynamiques et statiques. A cet effet, il est préférable de point de vu sécuritaire et économique d'utiliser les méthodes dynamiques par ce qu'ils conviennent pour n'importe quel sol et donnent une estimation plus ou moins réaliste du risque de liquéfaction.

II.2.3. Les essais en laboratoire pour identifier les sols liquéfiables

La première préoccupation lors de la préparation d'essais en laboratoire est de recréer les conditions in situ pour le sol étudié. Les conditions initiales et les chargements appliqués ont une grande influence sur les résultats obtenus par la suite. Afin d'évaluer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol, plusieurs types d'essais de laboratoire ont été proposés et utilisés. La plupart de ces essais sont effectués en cellule triaxiale conventionnelle ou en cellule de cisaillement direct. Plusieurs chercheurs (Alba et al., 1976; Ishihara et al., 1980; Walker et Stewart, 1989; Wijewickreme et al., 2005; Boulanger et Idriss, 2006; Belkhatir, 2008 ; James, 2009 ; Della, 2010) ont étudié divers types de sols avec des conditions initiales et de sollicitations différentes, afin de mieux comprendre l'influence de ces différents facteurs sur la liquéfaction.

On utilise habituellement deux types d'essai pour déterminer en laboratoire la résistance au cisaillement des sols :

- l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.
- l'essai de cisaillement à l'appareil triaxial de révolution.

L'appareil triaxial classique, utilisé depuis fort longtemps pour l'étude des caractéristiques de cisaillement et de rupture des sols.

Il est indispensable de préciser quelle cohésion c et quel angle de frottement ϕ sont déterminés par l'essai triaxial, tout spécialement pour les sols fins pour lesquels c et ϕ dépendent du degré de saturation, de la vitesse de chargement, du domaine de consolidation dans lequel l'essai triaxial est réalisé.

II.2.3.1 Essai de cisaillement direct

L'essai de cisaillement direct à la boîte consiste à cisailer l'éprouvette de sol, qui est placée entre deux demi boîtes, suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une force normale N et une force tangentielle T . La demi-boîte inférieure peut se déplacer horizontalement, à vitesse de déplacement constante.

Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boît, un seconde capteur vertical, permet de mesurer la variation de hauteur de l'échantillon (tassement ou gonflement)

Cet essai permet de représenter la résistance au cisaillement du sol par une relation entre la contrainte tangentielle τ et la contrainte normale σ_N sur la surface de rupture.

Les essais de cisaillement rectiligne réalisés à la boîte s'appliquent en conditions drainées à tous les types de sol naturels, ils fournissent c' et ϕ' (figure II.15).

Il s'agit de déterminer expérimentalement la courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent puis d'en déduire les paramètres de cisaillement qui permettent d'estimer par exemple la contrainte de rupture sous une fondation superficielle.

On exerce sur le plan de séparation des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma = \frac{N}{S_c} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{S_c}$$

S_c : Section corrigée de l'éprouvette.

L'essai consiste à faire croître T jusqu'à la rupture, N étant maintenu constant au cours de l'essai.

L : longueur (ou diamètre) de l'échantillon ; ΔL : déplacement relatif horizontal.

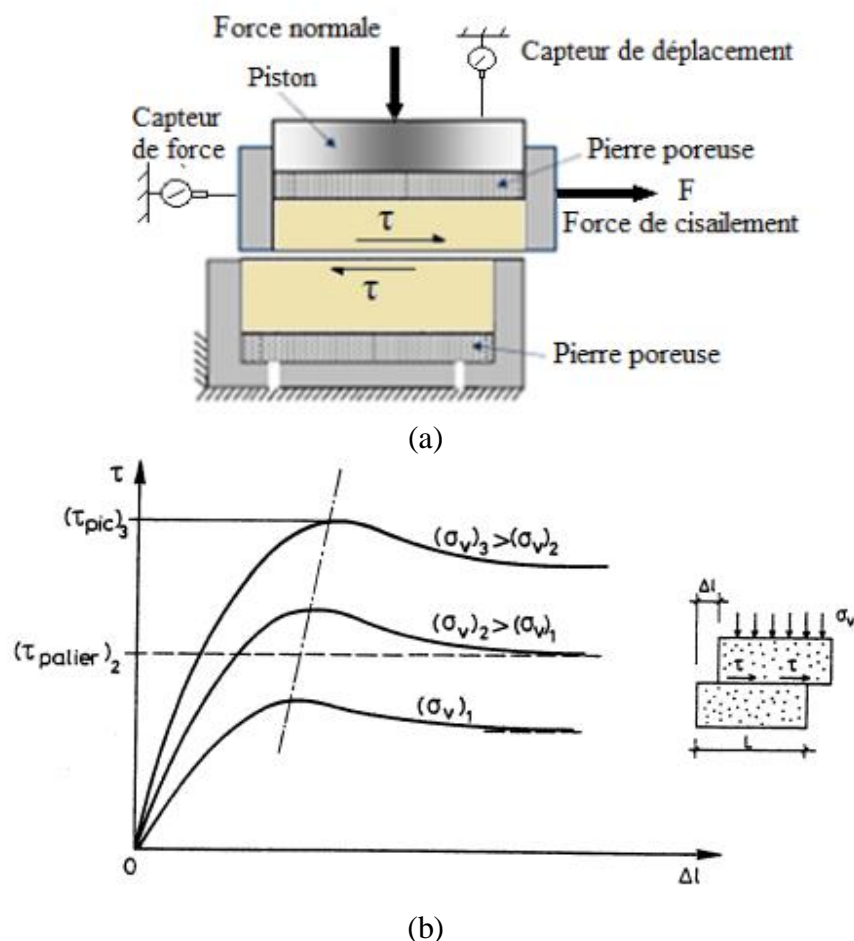


Fig II.15 a) Schéma de la boîte de cisaillement
b) Courbes contrainte-déplacement

En supposant les contraintes uniformément réparties sur la surface de rupture, on détermine la contrainte de cisaillement à la rupture τ_f (ou résistance au cisaillement) pour une contrainte normale donnée σ . A chaque essai correspond, dans le plan de Mohr $\{O, \sigma, \tau\}$, un point de la courbe intrinsèque de coordonnées (σ, τ_f) . La courbe intrinsèque est obtenue à partir de plusieurs essais, avec des valeurs de σ différentes et les points correspondant à la rupture dans le plan de Mohr.

Dans l'essai de cisaillement direct les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées, elles dépendent de la perméabilité du sol et de la vitesse de l'essai.

✓ Cas des sols grenus

La perméabilité étant élevée, les contraintes appliquées sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées c' et ϕ' sont des caractéristiques du comportement à long terme.

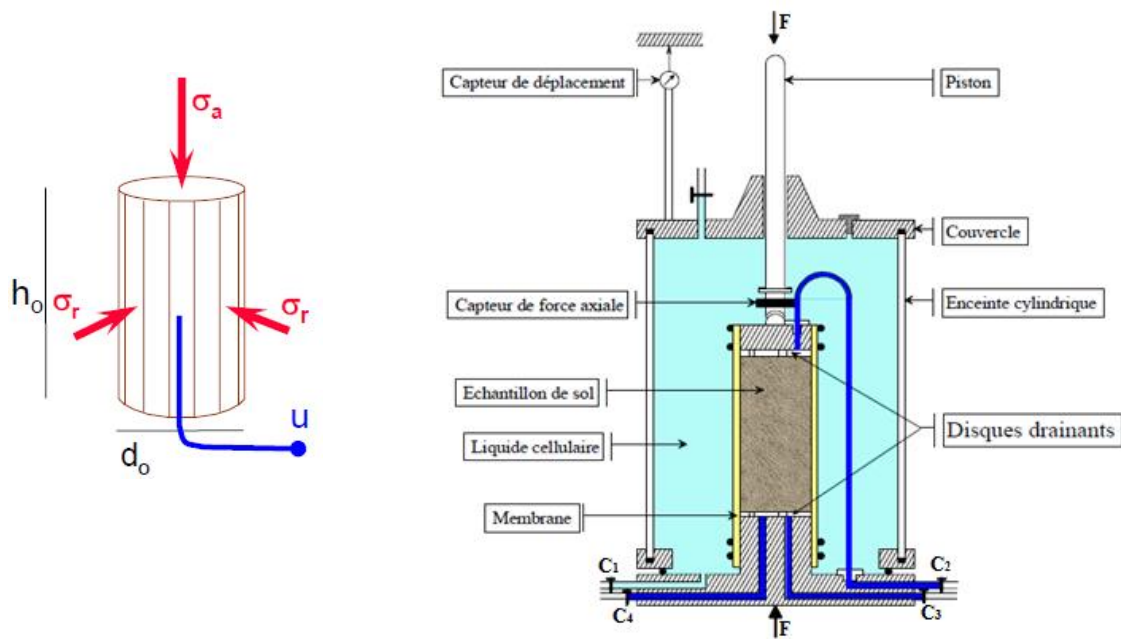
✓ Cas des sols fins saturés

Le cisaillement commence après que l'échantillon ait été consolidé sous l'effet de la contrainte normale. La vitesse de cisaillement très lente (de l'ordre du $\mu\text{m}/\text{mm}$). Dans ces conditions les contraintes produites sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées sont les caractéristiques c' et ϕ' du comportement à long terme.

II.2.3.2 Essai de cisaillement à l'appareil triaxial

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé. L'éprouvette est placée dans une cellule remplie d'eau.

Dans l'appareil triaxial, l'échantillon est entouré d'une membrane en caoutchouc et placé sur l'embase inférieure d'une cellule en plexiglas fretté. Par l'intermédiaire d'eau sous pression, on applique sur l'échantillon une contrainte hydrostatique et isotrope σ_3 . Un piston qui traverse le couvercle de la cellule transmet en tête de l'échantillon une force F qui permet d'appliquer le déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$. Aux extrémités de l'éprouvette, des pierres poreuses sont placées pour permettre de drainer éventuellement l'échantillon. Les circuits de drainage permettent de drainer l'échantillon, d'appliquer une contre-pression à l'intérieur de l'échantillon, de mesurer la variation de volume de l'échantillon pour les essais drainés, de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon pour les essais non drainés (Figure II.16).



C1 = Circuit de mise en pression de la cellule.

C2, C3 et C4 = Circuits de drainage, de contrepression et de mesure de la pression interstitielle

Fig II.16 Schéma de la cellule triaxiale

L'essai comporte deux phases au cours desquelles l'éprouvette est soumise à :

- Une pression hydrostatique σ_0 (pression cellulaire)
- A laquelle se superpose une contrainte axiale d'intensité $q = \frac{F}{S}$ (déviateur)

Le système est à symétrie axiale (figure II.17). Dans l'échantillon les contraintes principales sont en tout point égales à :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_a \\ \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0 \end{cases}$$

Ce sont des contraintes imposées.

$$\begin{cases} \sigma_a = \sigma_0 + \frac{F}{S} \\ \sigma_r = \sigma_0 \end{cases}$$

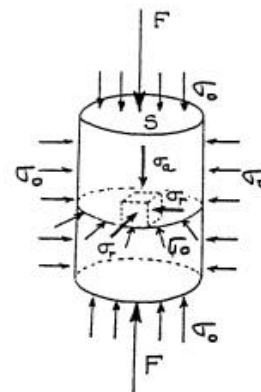


Fig II.17 Etat de contrainte

II.2.3.2.1 Représentations de Lambe et de Cambridge :

Dans le plan de Mohr l'état de contrainte est représenté par un cercle. Ce cercle peut être défini par deux représentations fréquemment utilisées, celle de Lambe dans le plan (s, t) et celle de Roscoe et de ses collaborateurs à l'université de Cambridge dans le plan (p, q).

La représentation de Lambe est équivalente à celle de Mohr, en ce sens qu'elle remplace un cercle de Mohr par son sommet, de coordonnées suivantes Eqs. (II.31) et (II.32):

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (II.31)$$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (II.32)$$

L'histoire de l'état de contrainte pendant toute la durée de l'essai jusqu'à la rupture est représentée dans le plan de Mohr (τ, σ) par une famille de cercles et dans le plan de Lambe (s, t) par une courbe appelée chemin des contraintes (figure II.18).

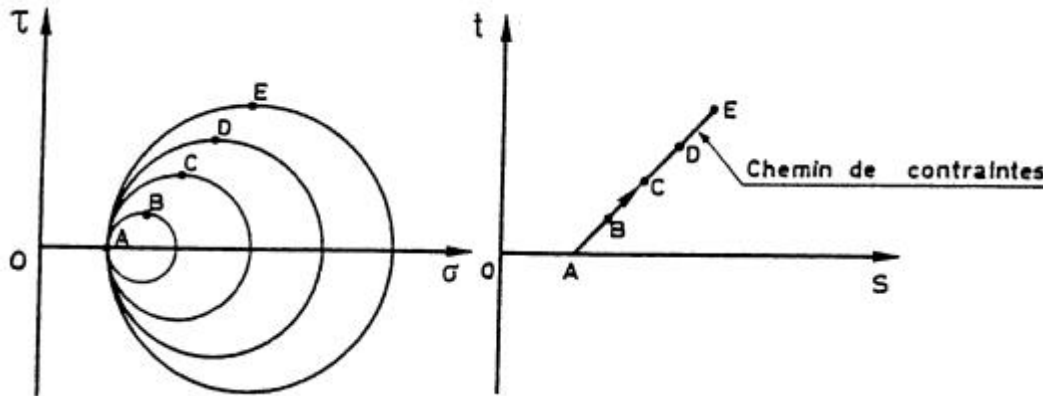


Fig II.18 Plan de Mohr (τ, σ) et plan de Lambe (s, t)

En contraintes totales, le chemin de contrainte d'un essai triaxial est une droite de pente $\frac{\Delta t}{\Delta s} = 1$ ($\Delta s = \frac{\Delta \sigma_1}{2}$ et $\Delta t = \frac{\Delta \sigma_1}{2}$ Puisque $\sigma_3 = \sigma_0 = \text{cste}$). Elle fait un angle de 45° avec l'axe \vec{Os} et passe par le point A ($\sigma_3, 0$).

En contraintes effectives :

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{et} \quad t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

Avec ($\sigma' = \sigma - u$) on trouve :

$$s' = s - u \quad \text{et} \quad t' = t$$

En contraintes effectives, pour un essai non drainé, l'allure du chemin de contraintes est différente suivant l'état du matériau (normalement consolidé ou surconsolidé) (figure II.19).

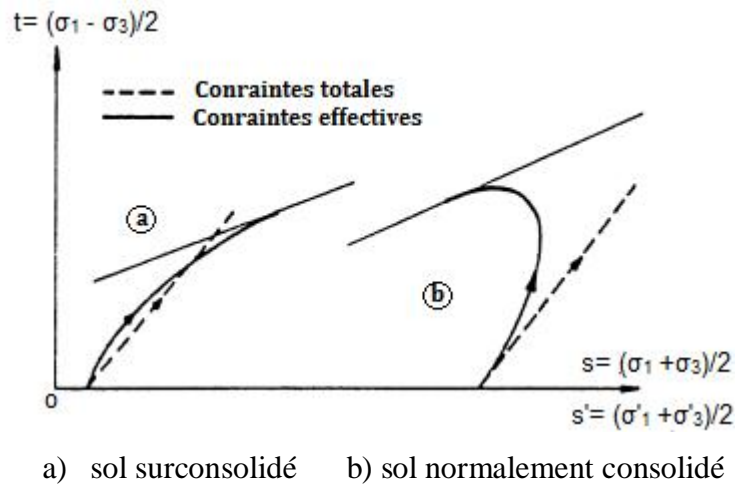


Fig II.19 Représentation des chemins de contraintes dans un essai non drainé

La représentation de Cambridge utilise la contrainte moyenne σ_m , notée p , et le déviateur des contraintes q comme il est montré dans les équations II.33 et II.34 successivement. Elle permet donc de prendre en compte l'influence de la contrainte principale intermédiaire σ_2 . Néanmoins, pour certaines applications, les expressions se simplifient ; ainsi, pour l'analyse des essais triaxiaux, on a toujours $\sigma_2 = \sigma_3$ d'où :

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 \quad (II.33)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (II.34)$$

La figure II.19 montre quelques chemins de contraintes dans les deux représentations de Lambe et de Cambridge.

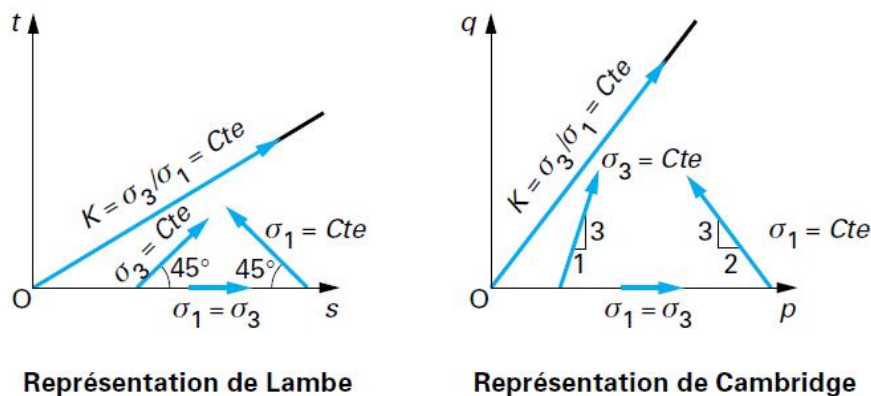


Fig II.20 Chemins de contraintes selon Lambe et Cambridge

Dans les représentations de Lambe et de Cambridge (figure II.20), les points et les chemins de contraintes effectives se déduisent également des états et chemins de contraintes totales par une translation de u parallèlement à l'axe des s (ou des p) par l'existence de ces relations (II.35 et II.36) :

$$s' = s - u \quad \text{et} \quad t' = t \quad \text{II.35}$$

$$p' = p - u \quad \text{et} \quad q' = q \quad \text{II.36}$$

(i) Chemin de contraintes effectives

La figure II.21 présente le comportement mécanique d'un sable sous différents états de densités initiales à partir d'essais triaxiaux.

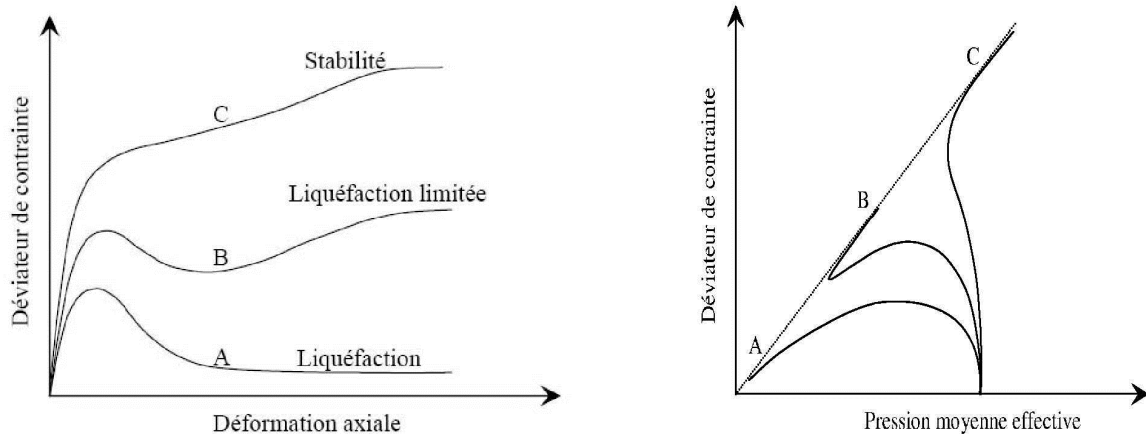


Fig II.21 Comportement non drainé des sables

Dans le cas d'un sable dense, le comportement est stable avec une augmentation continue de la résistance déviatorique avec la déformation axiale (courbe C).

Les sables lâches (courbe A) manifestent un comportement d'instabilité accompagnée d'une liquéfaction. Dans ce cas, la résistance diminue et se stabilise en fin d'essai ; c'est l'état permanent de déformation.

Les sables moyennement lâches manifestent un comportement d'instabilité temporaire en moyennes déformations, suivi d'un regain de résistance en grandes déformations (courbe B).

II.2.3.2 Appareillage de l'essai triaxial

L'appareillage permet de contrôler le drainage de l'éprouvette de sol, de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon et la variation de volume de l'échantillon. Il n'impose pas la surface de cisaillement.

On mesure la contrainte limite à la compression σ_1 d'éprouvettes cylindriques placées verticalement dans une cellule dans laquelle on fait régner une pression de confinement ($\sigma_2 = \sigma_3$) ; σ_1 et σ_3 sont dans le cas présent les contraintes principales du matériau au moment de la rupture.

Pendant toute la durée de l'essai triaxial, on enregistre la force F transmise par le piston et le déplacement vertical de l'échantillon. On mesure la variation de volume de l'échantillon pour les essais drainés, et la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon pour les essais non drainés.

Pour les essais de cisaillement triaxial, différentes modalités peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage. On distingue les principaux types d'essais suivants :

- Essai consolidé drainé (CD)
- Essai consolidé non drainé (CU)
- Essai non consolidé non drainé (UU)

L'essai CD, consiste à consolider l'échantillon de sol sous une contrainte hydrostatique σ_3 , mais à cisailier en suite le sol à vitesse plus rapide (quelques 10 $\mu\text{m}/\text{min}$) à drainages fermés ($\Delta u=0$) et en enregistrant généralement pendant toute la durée du cisaillement la surpression interstitielle à l'intérieur du sol.

Il permet de déterminer la courbe intrinsèque du squelette du sol et les caractéristiques c' et ϕ' : on étudie alors le comportement du sol à long terme.

L'essai CU permet de tracer les chemins de contraintes totales et effectives avec la mesure de la pression interstitielle u ($\Delta u \neq 0$) pendant l'essai.

Dans le cadre de notre étude, nous nous sommes intéressés sur l'essai consolidé – non drainé (CU) et ce dernier est utilisé pour les sols pulvérulents saturés. Il présente l'avantage d'être plus rapide donc plus économique que l'essai CD.

II.2.3.3 Avantages et inconvénients des études expérimentales au laboratoire

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

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

Il est difficile de varier systématiquement une propriété des grains sans devoir changer de matériau.

Il est difficile de reproduire le même état initial dans plusieurs expériences (Xiang-Ling Li, 1999).

Il est difficile d'avoir accès aux variables à l'échelle des grains et des contacts (la position et la forme des grains, les orientations et les forces de contact, etc.), ce qui constitue selon (Estrada, 2008) une limitation dans l'étude détaillée de la microstructure du milieu.

II.3. Conclusion

Il a été présenté tout au long de ce chapitre les différentes méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols. Après le séisme de l'Alaska (1964) et celui de Niigata au Japon (1964), plusieurs chercheurs (Seed et Idriss, 1971) ont développé des procédures simplifiées basées sur les essais in-situ et en laboratoire pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Les essais in situ sont très recommandés pour l'évaluation du risque de liquéfaction des sols. Une objection que l'on fait souvent aux essais in situ est que leur interprétation ne s'appuie pas sur des bases théoriques sûres. Par contre, les essais en laboratoire sont nécessaires pour connaître le comportement du sol vis-à-vis de la liquéfaction et de se prononcer sur la susceptibilité du sol étudié à la liquéfaction.

En conclusion, les deux approches de détermination des propriétés des sols, essais de laboratoire ou in situ, peuvent être appliquées ensemble en complémentarité en gardant à l'esprit les avantages, les inconvénients et les limites de chaque essai.

Chapitre III

Méthodes de traitement et d'amélioration des sols liquéfiables

III.1. Introduction

Le risque de la liquéfaction et de la déformation du sol peut être réduit par diverses méthodes sol-amélioration. Les recherches dans le domaine de la géotechnique ont permis la mise au point d'une large gamme de techniques permettant l'amélioration du sol sachant que le sol est généralement considéré comme un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables.

Les concepts de base de l'amélioration des sols sont développés depuis des centaines d'années et ils restent valables (Tavenas, 1979). Les développements les plus significatifs, depuis les années 1930, sont l'introduction des méthodes vibratoires pour la densification des sols granulaires, les nouvelles techniques et matériaux d'injection et le concept de renforcement des sols (Mitchell, 1981).

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique (vibrations par exemple) ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant, dans le but de :

- augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement,
- diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer,
- diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

Des nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains.

Actuellement, la construction d'ouvrages sur de tels sols fait souvent appel à ce genre de techniques qui sont relativement récents. Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme ci-dessous.

L'amélioration des sols a pris une activité en Algérie et ce depuis quelques années, on se trouve obligé de réaliser des travaux préparatoires pour qu'ils puissent recevoir les ouvrages projetés.

III.2. Domaines d'application des techniques d'amélioration des sols

La méthode de renforcement utilisée dépend des caractéristiques du sol en état. La plupart du temps le sol initial, donc dans son état non amélioré, est identifié par sa courbe granulométrique qui demeure un facteur primordial en vue de choisir une technique d'amélioration à ce sol.

Lors de l'étude de faisabilité d'un projet, le recours aux méthodes de traitement des sols implique la connaissance de leurs performances et limites respectives. Une question se pose alors : comment représenter de manière facilement utilisable les domaines d'application de chaque procédé. On a choisi de représenter l'aptitude d'une méthode à traiter un sol selon la granulométrie de ce dernier. Elle présente l'avantage de ne faire appel qu'à des critères d'identification obtenus par des mesures simples de laboratoire.

Les champs d'application des différentes techniques dépendent essentiellement de la nature et de la granulométrie des terrains que l'on désire améliorer. En effet, la figure III.1 illustre la différence nette entre les techniques exécutables dans des différents sols en fonction de la granulométrie.

Il est cependant clair que les autres facteurs d'identification (notamment la densité relative pour les sols grenus et les limites d'Atterberg pour les sols fins) et les paramètres mécaniques des sols sont à prendre en compte dans la définition précise du traitement de chaque cas concret.

On peut compléter par :

- analyse des domaines déjà existants dans la bibliographie. Quelques auteurs ont présenté des tableaux ou des courbes granulométriques bornant les domaines dans lesquels les méthodes précitées sont utilisables (*Gambin, 1999-2000*) ;

- analyse de nombreux articles et dossiers d'étude concernant des chantiers de traitement de sols.

Toutefois, deux points doivent être considérés dans l'examen des domaines d'utilisation proposés :

- les fuseaux granulométriques n'excluent pas de réaliser une étude de sol complète dans la mesure où la composition granulométrique d'un sol n'est pas le seul critère à prendre en considération pour l'application de certaines méthodes (influence des matières organiques, de la structure, etc.)

- pour les méthodes en plein développement, les domaines d'application suivent l'évolution des techniques et des mises en œuvre. Les frontières de ces domaines ne sont donc pas figées.

Méthode	Type de sol					
	Matériaux évolutifs TOURBE	Argiles très molles	Argiles-Limons Compressible	Remblais fins	Sables/Graviers	Cailloux Remblais à blocs
Amélioration de sols dans la masse	PRECHARGEMENT + DRAINAGE					
				VIBROCOMPACTAGE		
				COMPACTAGE DYNAMIQUE		
				INJECTION SOLIDE		
Renforcement des sols par inclusions souples	COLONNES BALLASTÉES					
	PLOTS BALLASTÉES PILONNES (épaisseur < 5 m)					
Renforcement des sols par inclusions et éléments rigides	.. DE TYPE PIEUX A REFOULEMENT / SANS REFOULEMENT et JET GROUTING					
	... DE TYPE COLONNE DEEP SOIL MIXING					

Fig III.1 Applicabilité des techniques d'améliorations des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initiale (Debats J.M, 2003)

III.3. Les Différentes techniques de traitement du sol

Le but de ce travail consiste à faire une étude détaillée des différentes caractéristiques géotechniques des sols constituant le site afin d'opter pour la technique d'amélioration la plus favorable qui peut conférer au sol une portance suffisante capable de reprendre les charges transmises par l'ouvrage sans risque de rupture.

Il s'agit de donner, une présentation des techniques d'amélioration qui sont les plus pratiquées à travers le monde. Ainsi, pour chacune de ces techniques on abordera les buts à atteindre, les modes d'exécution, les concepts pratiques de dimensionnement et l'illustration à travers des projets réels de leur faisabilité. Ainsi, en fonction des avantages attendus.

Des techniques relativement récentes peuvent être utilisées pour traiter de tels sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et de permettre la construction d'ouvrages.

Le potentiel de liquéfaction des sols peut être atténué avec des procédés d'amélioration et de renforcement de sol soit en les densifiant, soit en les drainant, soit enfin, en combinant certaines de ces actions.

Le vibrocompactage et le compactage dynamique utilise la vibration et le refoulement pour densifier les sols. La colonne ballastée combine les 2 actions : le compactage du sol par vibration et refoulement, le drainage et la diminution de la contrainte de cisaillement dans le sol sous l'effet d'un report de charge sur l'élément plus raide.

Le Deep Soil Mixing permet de rigidifier le sol dans la masse ou de créer des parois pour confiner le sol liquéfiable.

Le Jet-Grouting qui crée un béton de sol et le Compactage Statique Horizontal qui compacte le sol en place, sont particulièrement bien adaptés pour la réhabilitation d'ouvrages existants car ces deux techniques utilisent des foreuses de petit gabarit.

Parmi toutes ces méthodes, on observe depuis quelques années en France le développement du renforcement des sols par des inclusions rigides verticales, qui peut concerner des domaines d'application un peu différents des méthodes « traditionnelles ». Le principal avantage de cette méthode est sa mise en place rapide, en plus d'une importante réduction des tassements. Cette technique permet de conserver le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable.

Il faut également souligner, sur le plan économique, l'importance des techniques d'amélioration des sols comme étant une solution alternative à d'autres modes de fondation plus coûteux. Nous en faisons une présentation succincte sur les techniques récentes les plus souvent utilisées dans la pratique.

III.4. Classification générale des procédés d'amélioration et renforcement

1. Amélioration dans la masse :

- Préchargement et drainage
- Compactage dynamique
- Vibrocompactage

2. Amélioration et renforcement des sols par inclusions souples

- Colonnes ballastées
- Substitution dynamique

3. Renforcement de sol par inclusions rigides

4. Autres techniques

- Deep soil mixing
- Jet grouting

III.4.1. Technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus)

La première catégorie regroupe celles qui conduisent à la densification du sol par réduction des vides tel que le préchargement, les drains verticaux, vibrocompactage...etc.

III.4.1.1 Préchargement

Le préchargement est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme (généralement fait par un remblai) pour construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années.

Le préchargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux.

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive p_f augmentée éventuellement d'une surcharge p_s qui assure tout ou partie des effets suivants (figure III.2) :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire (avoir un tassement résiduel plus faible lors de la mise en service de l'ouvrage).
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.

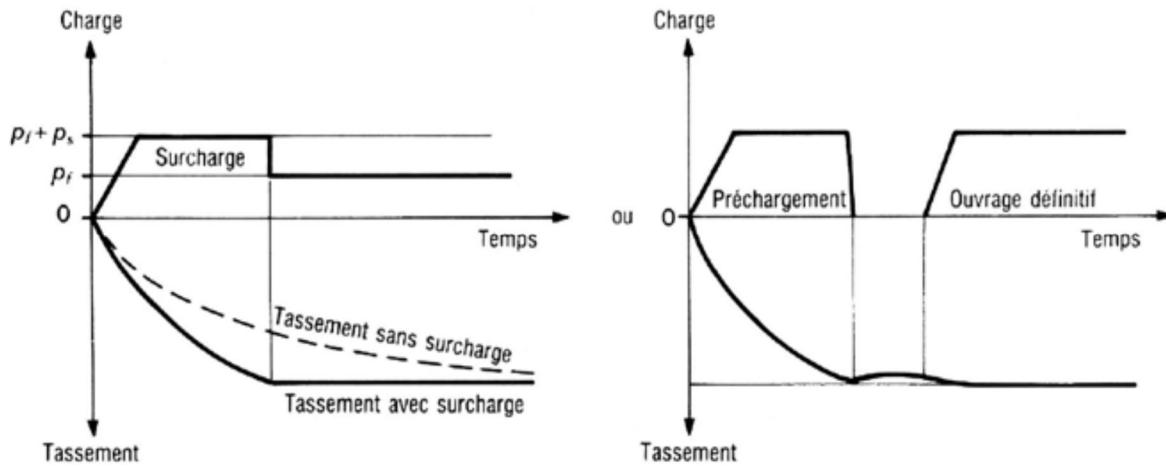


Fig III.2 Principe de préchargement pour le contrôle des tassements
(Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988)

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sol fin (faible perméabilité). Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :

- **Surcharge en terre** : Lorsqu'un projet est déterminé, on met en place sur le terrain un volume de remblai correspondant à la future charge de l'ouvrage (figure III.3).

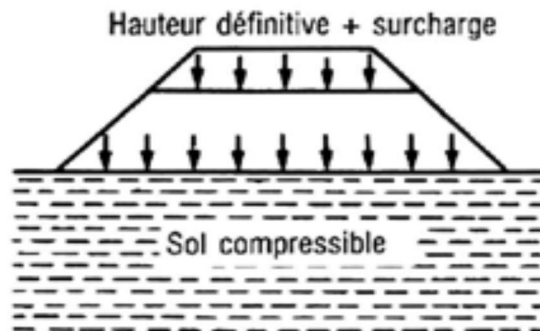


Fig III.3 Technique de chargement par remblai (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988)

- **L'inondation** : Une digue en terre est édiféi autour de la zone à surcharger et le bassin ainsi créé est étanché par une membrane souple (élastomère ou plastique armé) puis rempli d'eau (figure III.4).

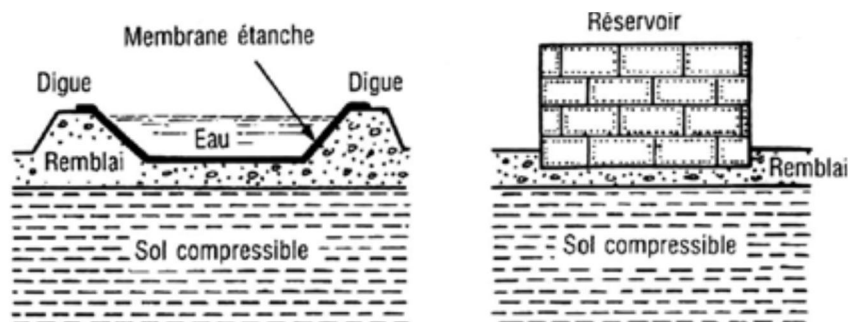


Fig III.4 Technique de chargement par réservoir (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988)

III.4.1.2 Drains verticaux

Le drainage vertical est une technique complémentaire des techniques de préchargements. Il s'applique aux terrains peu perméables et permet d'augmenter considérablement leur vitesse de consolidation. Début des années 1980, les drains verticaux étaient en générale les drains de sable, réalisés par diverses techniques.

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration de sols fins saturés en eau (ex : terrains silteux ou argileux). Lorsque le sol est chargé, les drains faciliter l'évacuation de l'eau interstitielle à la surface, ce qui permet une consolidation rapide du sol.

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier (maile triangulaire ou carrée), un drain préfabriqué ou de sable. Au moment de sa mise en service, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré-chargement, soit par d'autres méthodes.

En effet, la comparaison entre les deux familles de drains verticaux des points de vue technique et économique nécessite de faire davantage de commentaires notamment quant à leur validité au cas étudié. Les deux familles de drains présentent des avantages complémentaires (ou parfois atteints à des degrés différents) à savoir (Magnan, 1983) :

- Les drains préfabriqués (DVP) sont d'exécution rapide et permettent d'accélérer fortement la consolidation (figure III.5) ;
- Les drains de sable contribuent à une réduction du tassement et offrent souvent une marge de profondeur variable, qu'il n'est pas possible de réaliser avec des drains préfabriqués (figure III.6).

La mise en place de réseaux drainants dans le massif de sol (drains verticaux ou tranchées drainantes) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur les temps de consolidation.

On constate que la technique de pré-chargement avec (ou sans) drains verticaux, présentée ci-dessus, est beaucoup plus adaptée pour les limons et argiles. Pourtant cette catégorie de sols peut faire l'objet d'autres techniques qui seront développées (colonnes ballastées, etc..).

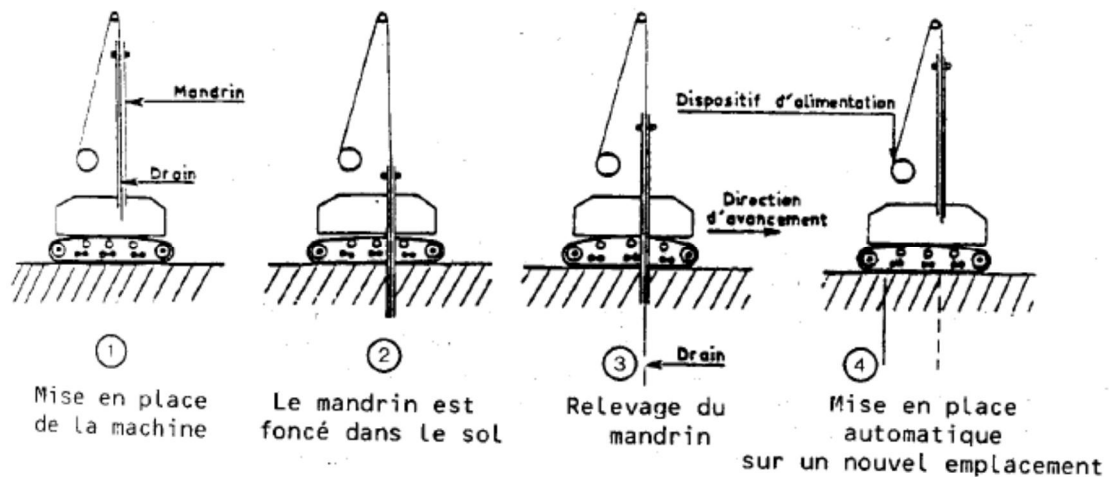


Fig III.5 Phases de mise en place des drains de carton, (Magnan, 1983)

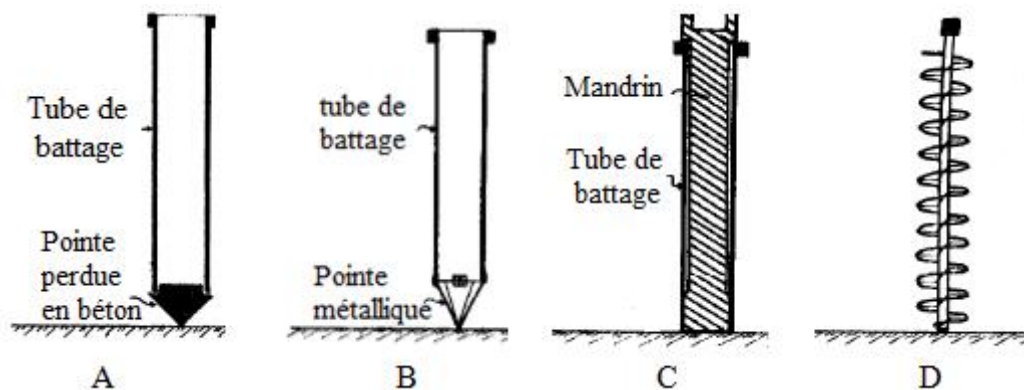


Fig III.6 les différentes méthodes utilisées, (Magnan, 1983)

III.4.1.3 Compactage dynamique

Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard.L au début des années 70 (Gambin M, 1981, 1982), elle est recommandée pour stabiliser et densifier les sols pulvérulents situés aussi bien hors nappe que sous nappe phréatique.

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches sur de grandes surfaces par l'application d'impacts de très forte intensité. Procédé très ancien qui consiste à pilonner le terrain afin de réduire l'indice des vides, le compactage dynamique fonctionne essentiellement dans les terrains non cohésifs.

Il est réservé à des chantiers de grande taille sans avoisinants, ce procédé permet, avec ou sans apport de matériaux, de fonder superficiellement l'ouvrage à construire.

Il peut être assuré par trois voies (Gambin M, 1998) :

- une pression exercée par un rouleau compacteur ;
- une masse qui chute sur une hauteur donnée ;

- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue).

Le compactage est une opération qui s'accompagne d'une réduction du volume des vides dans un sol. La compacité maximale d'un sol est atteinte lorsque son indice des vides est au minimum, cet état est atteint pour une teneur en eau du sol est dite optimale dont la détermination est faite en laboratoire lors d'un essai Proctor (Bouassida & Boussetta, 2007). Ils ont remarqué que la densité sèche maximale peut augmenter en fonction de l'énergie de compactage. Par ailleurs, une même densité sèche peut correspondre à deux teneurs en eau différentes : la faible teneur en eau (côté sec) correspond à une structure plutôt dispersée des particules, alors que pour la teneur en eau élevée (côté mouillé) la structure des particules est orientée.

III.4.1.4 Compactage d'impact rapide (Rapid Impact Compaction)

Depuis les années 50, Keller a conçu et développé un procédé de compactage qui allie les performances techniques, la sécurité et un coût de réalisation optimal.

Le procédé de Rapid Impact Compaction, mis en œuvre pour la première fois en 1951 dans le village de Roßhaupten (Allemagne) pour la construction d'un barrage, est une technique de compactage aux caractéristiques compétitives.

Le RIC est une évolution du procédé de compactage dynamique. La masse est plus petite et tombe de nettement moins haut (1,2 m), mais avec une fréquence nettement plus élevée qu'avec une approche traditionnelle (40 à 60 coups par minute). Le nombre d'impacts et l'énergie de compactage par point sont donc plus importants que pour le compactage dynamique traditionnel, avec une diminution des vibrations sur les avoisinants.

Cette technique permet classiquement l'augmentation des caractéristiques de sol sur 2 à 5m de profondeur, et peut être couplée à l'ajout de matériaux granulaires pour réaliser des plots ballastés.

Dans la photo suivant (figure III.7) il est présenté un exemple d'application de cette méthode sous un bâtiment (par le procédé Killer).

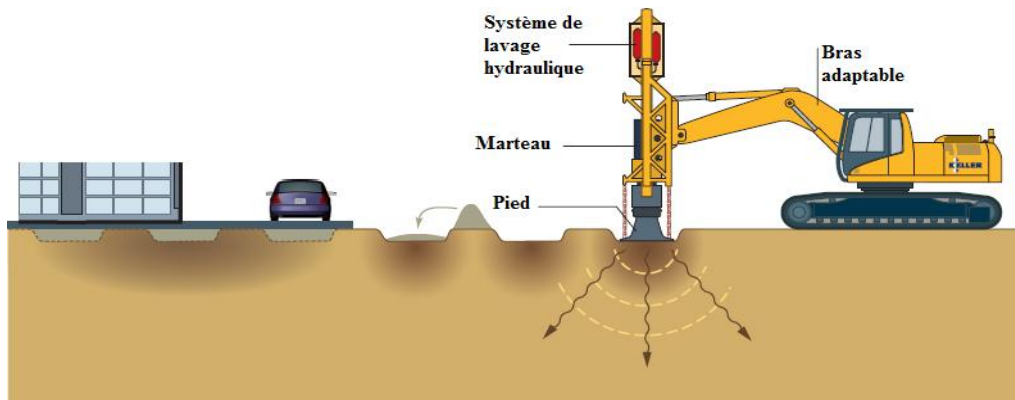


Fig III.7 Exemple d'application sous un bâtiment et une voirie (Procédé de Killer)

Les avantages de cette technique sont cités ci-dessous :

- Limitation des risques liés à la chute de la masse,
- Transfert d'énergie plus efficace en raison de son pied qui reste en contact avec le sol pendant l'impact,
- Le RIC est équipé d'un système de contrôle électronique donnant notamment l'enfoncement de la plaque pour chaque impact,
- Réalisation également de plots ballastés,
- Polyvalence pour se déplacer dans des espaces de hauteur limitée et étroits, Moins de vibrations sur les avoisinants que le compactage dynamique traditionnel.

III.4.1.5 Le vibroflottation (Vibrocompactage)

Le vibroflottation (parfois appelé vibrocompaction) est appliquée essentiellement pour les sols granulaires et non cohérents, comme les sables et les graviers.

Les vibrations provoquent une liquéfaction temporaire du terrain autour du vibreur. Dans ce cas, les forces intergranulaires sont presque annulées, et les grains sont réarrangés dans un modèle plus compact (état plus dense) offrant de meilleures caractéristiques. L'objectif du Vibrocompactage est alors de densifier les sols en place par vibration. Il permet d'obtenir une compacité proche de l'Optimum Proctor Modifié, même en dessous de la nappe.

Le procédé de vibrocompactage a été inventé en 1934 en Allemagne par Steuermann et Degen (Debats, 2003). Il permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m. C'est une technique

d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier dans la masse sous l'effet de la vibration.

C'est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent. Sous l'effet simultané des vibrations et de saturation, les grains des sables lâches sont réarrangés à un état compact duquel résulte une augmentation de la contrainte latérale.

Les vibrations émises par l'outil permettent un réarrangement optimal des matériaux granulaires, de manière à ce qu'ils occupent le plus petit volume possible.

Ce procédé agit donc par augmentation de la densité en place et par réduction de la porosité pour augmenter la portance du sol, réduire les tassements et limiter le risque potentiel de liquéfaction et la figure (figure III.8) présente l'état de compacité du sol avant et après le traitement. Il consiste non pas à créer des éléments porteurs, mais à augmenter la capacité portante du terrain. Le sol pourra alors être sollicité par des fondations superficielles.

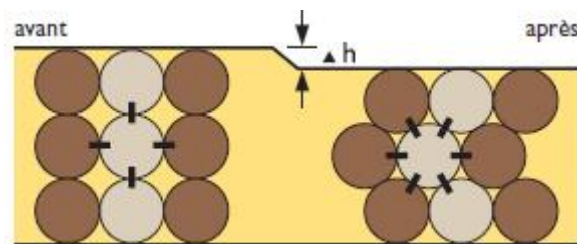


Fig III.8 Réarrangement des grains lors de la vibration

La compacité du sol obtenue après traitement dépend étroitement de sa granulométrie et de sa dureté. Pour pouvoir être compacté par Vibrocompactage, le terrain doit correspondre au fuseau granulaire ci-dessous.

Le vibrocompactage est habituellement utilisé dans des terrains sableux et graveleux. Pratiquement il s'agit de sols ayant moins de 20 à 25 % d'éléments fins de diamètre inférieur ou égal à 0,06 mm.

Les courbes granulométriques des terrains à traiter permettent de savoir dans quel domaine on se situe. Sur la figure III.9, on peut distinguer schématiquement 4 zones.

Zone A : Les sols de cette zone sont très bien compactables. A noter toutefois que l'efficacité est telle que, dans certains terrains, la pénétration peut devenir difficile en profondeur.

Zone B : Les fuseaux granulométriques des sols de cette zone correspondent aux meilleurs cas pour le compactage par la Vibroflotation. La teneur en particules fines (< 0.06 mm) doit rester inférieure à 15 %.

Zone C : Le compactage par Vibroflotation reste possible. La présence de 20 % de particules fines (< 0.06 mm) augmente la durée des opérations.

Zone D : La vibration est sans effet. Le procédé est utilisé comme moyen de perforation, en vue de faire des colonnes ballastées ou des pieux bétons.

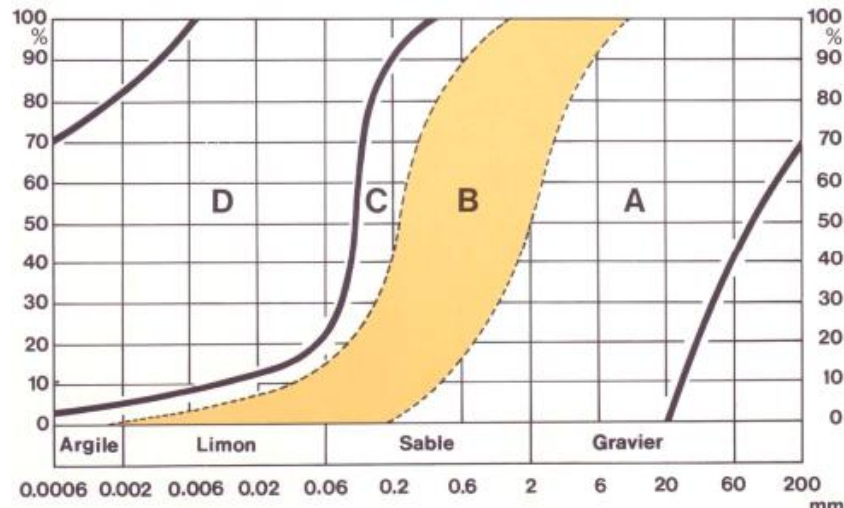


Fig III.9 Fuseaux granulométriques des sols où le vibrocompactage est recommandé, (Reiffsteck, 2008)

Cette méthode est plus particulièrement adaptée à des traitements localisés amélioration du sol de fondation sous les fondations d'un ouvrage d'art, d'un bâtiment, d'un réservoir, d'un bassin de traitement, d'un remblai mal compacté, etc.

Le vibrocompactage est exécuté sur une profondeur variant de 3m à 56m, selon des mailles où la distance entre les points de traitement varie de 1m à 5m. La performance du vibrocompactage est d'atteindre généralement une densité relative du sol amélioré qui varie de 75% à 100% selon le projet.

Le vibrocompactage apporte bien des avantages par rapport à d'autres solutions de fondations, entre autres :

- Amélioration de sol en place sans matériau d'apport (solution très économique),
- Grande souplesse aussi bien dans la mise en œuvre des fondations (pas de recépage) qu'en dimensionnement (sol homogène sans points durs),
- Délai de production rapide,
- Co-activité avec les autres lots de la construction (gros-œuvre, terrassement),
- Impact environnemental faible (peu de transport de matériaux, peu de bruits, propagation des vibrations limitées par l'utilisation de vibreurs spécifiques),

- Bilan carbone beaucoup plus faible que n'importe quelle technique utilisant du ciment,
- Procédé connu pour être le plus efficace dans la réduction du potentiel de liquéfaction des sols.

III.4.2 Amélioration et renforcement des sols par inclusion souples (colonnes ballastées)

Les inclusions souples constituées de gravier (colonnes ballastées, plots ballastés), permettent de renforcer les caractéristiques mécaniques du massif de sol traité par ces procédés en changeant leurs caractéristiques intrinsèques. La résistance au cisaillement des sols compressibles est augmentée pour assurer une meilleure portance, la compressibilité est réduite, la consolidation des sols est accélérée dans le cas d'inclusions en gravier ou en sable et le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction est augmenté.

III.4.2.1 Les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives. Ils servent aussi de drains et permettent une accélération de la consolidation du sol environnant. Dans une zone sismique, ils peuvent réduire le risque de liquéfaction du sol.

Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent, être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où ils existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements (halls de stockage, bâtiments industriels et commerciaux, silos et réservoir de toute nature, ouvrages hydrauliques étanches (réservoir, station d'épuration) transmettant une contrainte verticale relativement modérée (inférieure ou égale à 120 kPa).

Les colonnes ballastées peuvent être utilisées dans tout type de sol. Leur hauteur usuelle est comprise entre 2m et 20m tandis que leur diamètre, dépendant de la résistance mécanique visée, est compris entre 0,8 et 1,2m (par voie humide) et de 0,5 à 0,8m (par voie sèche).

Généralement deux types de sol font souvent l'objet d'un renforcement par colonnes : les sols fins et les sols grenus. Ils ont souvent une résistance au poinçonnement faible.

On prendra comme un exemple Station de dessalement d'eau de mer Hamma Water (HWD) à Alger (Algérie) en février 2006, Plus de 6.000 colonnes ballastées ont été réalisées à des profondeurs variant entre 5 et 12 m, selon une maille définie par un bureau d'études américain (Stanley).

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration de sol parmi les plus compétitives de par leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes. Cette technique permet une amélioration des sols médiocres et généralement pour les argiles molles. Cependant pour les sables lâches on pratique souvent le vibrocompactage.

La démarche d'application de ces deux dernières techniques d'amélioration des sols est illustrée ci-dessous (figure III.10) :

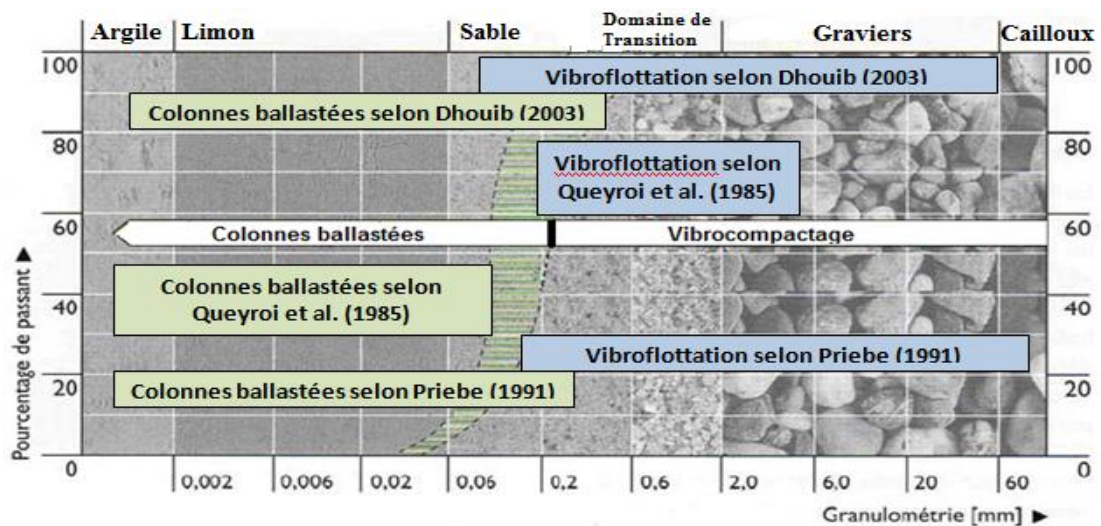


Fig III.10 *Domaine d'application selon divers auteurs*

La réalisation des colonnes ballastées se fait par deux voies. La figure III.11 présente le mode opératoire de ces techniques :

- *Par voie sèche* : On utilise le lançage à l'air.
- *Par voie humide* : On utilise le lançage à l'eau.

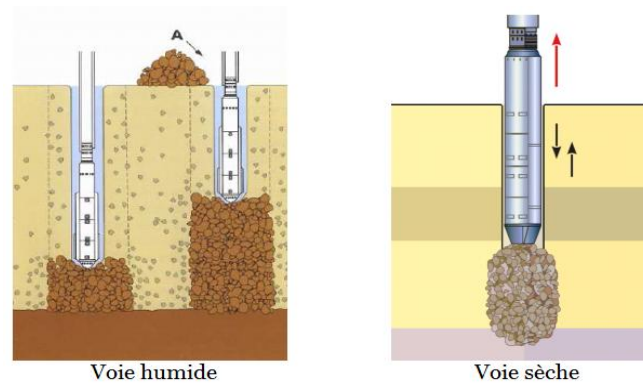


Fig III.11 Mode opératoire de la technique de colonne ballastée par voie humide et sèche (Procédé Killer)

La mise en place de colonne ballastée par voie humide est utilisée lorsque le sol est pulvérulent et que la stabilité des parois n'est pas assurée. Dans le cas contraire c'est la méthode par voie sèche qui est utilisée.

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

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

III.4.3. Renforcement de sol par inclusions rigides

La technique des inclusions rigides verticales est utilisée pour fonder sur des horizons compressibles des ouvrages tels que les dallages, les remblais, les bâtiments industriels et commerciaux, les réservoirs et bassins. Cette technique vise à limiter les tassements absolus et différentiels sans passer par des superstructures rigides et onéreuses ou par des solutions traditionnelles telles que le préchargement qui allongent les délais de construction. Bien que le procédé des inclusions rigides verticales soit très ancien (pieux bois), la réalisation d'ouvrages renforcés par inclusions rigides ne s'est développée que depuis le milieu des années 70.

Les inclusions rigides ou les Colonnes à Module Mixte constituées essentiellement de mortier ou de béton sont une autre grande famille qui n'améliore pas en général les caractéristiques du sol en place mais permettent son renforcement en réduisant les sollicitations exercées sur ce dernier. La charge est en effet partiellement transférée en profondeur sur un horizon porteur par une concentration de celle-ci directement en tête et par frottement le long du fût.

III.4.3.1 Principe de fonctionnement

La technique de renforcement par inclusions rigides met essentiellement en jeu deux éléments ayant respectivement un rôle de renforcement et de répartition des charges (Figure III.12) :

- les inclusions rigides verticales dont le rôle est de transférer, à travers l'horizon compressible, l'essentiel de la charge vers le substratum peu compressible. Des dallettes peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.
- une plate-forme de sol granulaire (dite aussi « matelas de répartition ») disposée entre les inclusions et l'ouvrage, dont la fonction est de transférer une part importante de la charge sur la tête des inclusions rigides.
- Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

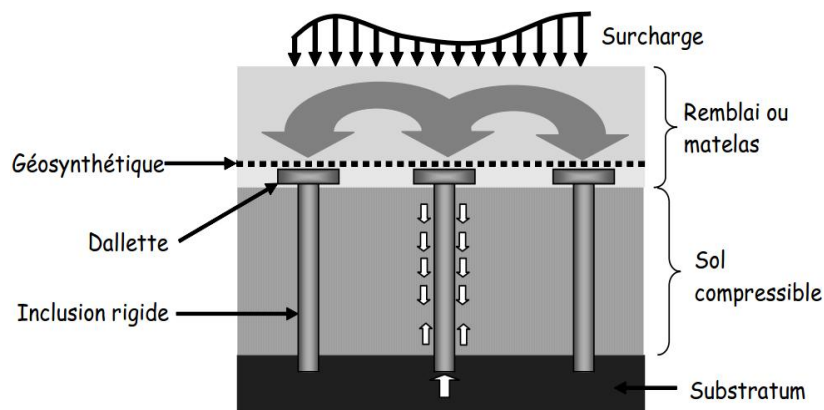


Fig III.12 Schéma de principe du renforcement par inclusions rigides (Briançon L, 2002)

Il est important de noter que c'est bien la combinaison des inclusions et de la plate-forme granulaire qui assure la réduction des tassements différentiels sous l'ouvrage tout en évitant l'interposition d'un élément de structure rigide et onéreux. La désolidarisation entre les inclusions permet ainsi de simplifier les liaisons et peut apporter aussi une solution efficace vis-à-vis des sollicitations sismiques (Pecker et Teyssandier, 1998).

Il existe de nombreux types d'inclusions qui peuvent être mises en œuvre dans les renforcements de sols par inclusions rigides et qui ont été répertoriés par (Briançon L, 2002). On peut classer l'ensemble de ces technologies en deux familles distinctes :

- les inclusions réalisées par substitution du matériau en place,
- les inclusions réalisées par amélioration locale du matériau en place.

La première famille regroupe les technologies les plus anciennes ainsi que les technologies impliquant la préfabrication. On peut citer parmi elles : les pieux en bois, les pieux métalliques, les pieux bétons (préfabriqués ou non)... (développée par Ménard-Soltraitement) l'avantage des inclusions de cette première famille est la très bonne prédiction de leur rigidité ou module. Celui-ci est en effet indépendant de la nature de l'horizon dans lequel elles sont mises en place.

La seconde famille est constituée des technologies d'injection ou de mixage. Elles consistent à modifier localement les propriétés du sol en place par l'ajout de liants. On peut citer parmi elles : le procédé col mix (développé par Solétanche-Bachy), le mixage au mélange chaux-ciment), les pieux de type « Vibro Concrete Column » (VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC, Liausu et Pezot, 2001), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.). Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003).

La rigidité des inclusions issues de ces technologies est variable. Elle dépend de la nature des liants ajoutés au sol en place et des propriétés de ce dernier.

La technique d'amélioration des sols par inclusions rigides est associée de plus en plus souvent à une géogridde de renforcement positionnée en base de remblai ou au sein de la plateforme de transfert de charges. Le dimensionnement du renforcement géosynthétique reste cependant délicat car les mécanismes de reports de charges sont peu connus. De récents développements (dont ceux de Eekelen V et al., 2012, 2013) ont permis une avancée sur le plan théorique en intégrant notamment la réaction du sol présent entre les inclusions rigides. Cependant ces développements ne tiennent pas compte de l'interaction entre ce sol et les inclusions.

Le renforcement géosynthétique est inséré au sein de la plateforme de transfert de charges (PTC), elle-même située en base du remblai sur inclusions rigides. Ce renforcement géosynthétique de la PTC a pour rôles de contribuer au transfert de charges vers les inclusions rigides, de diminuer la sollicitation du sol entre les inclusions (sols de caractéristiques mécaniques faibles), et donc de contribuer à la réduction des tassements du remblai.

Concrètement, lors de la mise en œuvre du remblai, une partie des charges provenant du poids de ce remblai est directement transmise aux inclusions grâce à des mécanismes de transfert de charges développés dans la PTC. Le restant de la charge est repris en partie par le sol support, et en partie par le renforcement géosynthétique. Le géosynthétique se déforme ainsi par

« effet membrane » avec un déplacement vertical plus important au centre d'une maille d'inclusions rigides qu'au droit des inclusions elles-mêmes (figure III.13).

Par ailleurs, étant disposé en base du remblai, le géosynthétique permet d'en limiter le poinçonnement par les inclusions sous-jacentes (Huckert A et al., 2015).

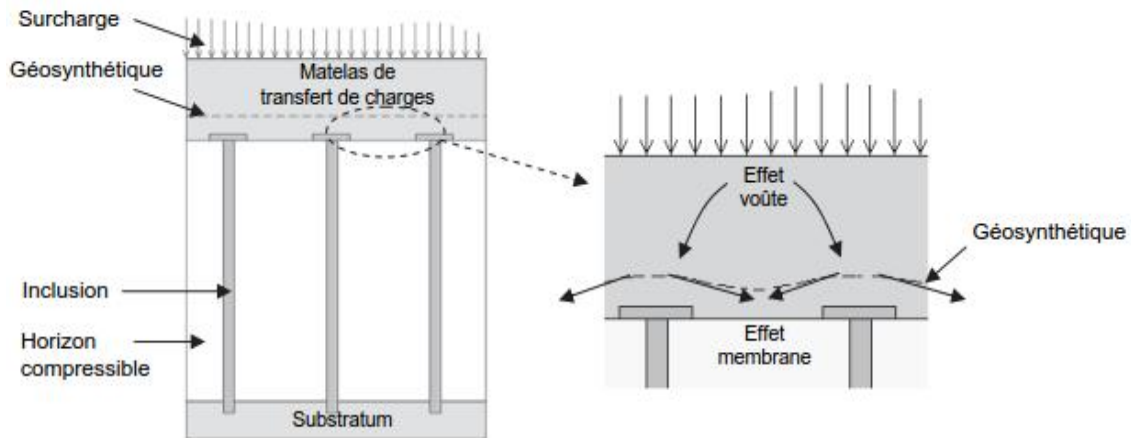


Fig III.13 *fonctionnement d'un renforcement géosynthétique sur inclusions rigides* (Huckert. A et al., 2015)

Au sein de la plateforme de transfert de charges, (Huckert. A et al., 2015) ont constatés par ailleurs entre les inclusions la présence d'un volume de remblai qui se déplace vers le bas en même temps que le renforcement géosynthétique qui se déforme par « effet membrane ». Le remblai localisé au droit des inclusions rigides reste quand à lui stable. Les efforts supportés par le volume de remblai en mouvement sont reportés par effet voûte vers la zone de remblai stable au droit des inclusions. Un report de charges partiel vers le renforcement géosynthétique a également lieu.

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité.

Les dalles coiffant les inclusions peuvent être de section carrée ou circulaire. La Figure III.14 présente le cas d'un chantier où les inclusions ont des têtes en béton de section carrée.



Fig III.14 *Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai, d'après (Zanziger et Gartung, 2002)*

III.4.3.2 Inclusions rigides (INSER)

Ce renforcement de sol a été conçu et développé par société Keller. Ce procédé trouve une application dans tous les domaines de la construction (bâtiments de logements, industriels et commerciaux, ouvrages génie civil, éoliennes, remblais routiers et ferroviaires, plateformes portuaires).

Le domaine d'application s'étend à l'ensemble des sols compressibles. A partir de la compressibilité initiale du sol, la densité du renforcement est adaptée en fonction des déformations admissibles pour l'ouvrage à construire.

En augmentant la capacité portante du sol et en réduisant sa compressibilité, l'inclusion rigide peut permettre l'économie de pieux et d'un plancher porté.

Le renforcement de sol par inclusions rigides présente l'avantage de diminuer de manière très efficace les tassements sous les ouvrages fortement chargés. Le tassement sous renforcement peut être divisé par un facteur allant jusqu'à 8 à 10 sous fortes charges.

III.4.4. Injection des sols grenus et sols fins

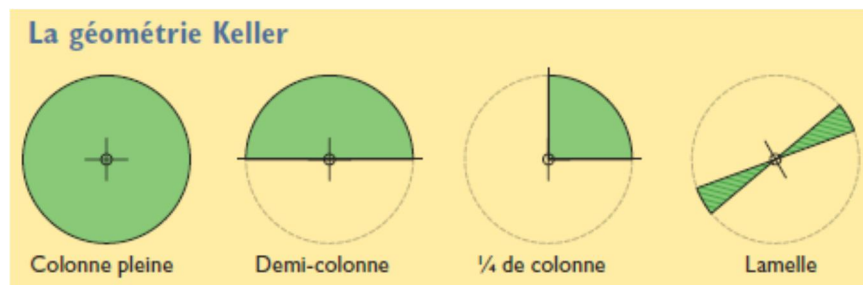
Cette catégorie regroupe les techniques d'injection (Jet Grouting...etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.

III.4.4.1 Jet grouting

Cette technique, d'application très courante au Japon et en Europe Centrale, offre des utilisations multiples. Le principe du jet grouting est de créer un béton de sol par l'érosion du matériau en place par un coulis de ciment injecté à très haute pression, de l'ordre de 300 à 500 bars, qui se mélange avec le sol érodé pour former une colonne.

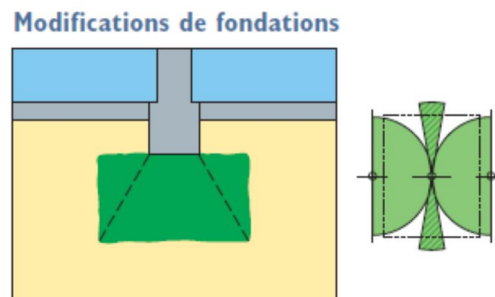
Le jet grouting consiste en la réalisation de colonnes de "béton de sol" exécutées à partir d'un forage de petit diamètre (80 à 120 mm).

Ces colonnes sont obtenues par le malaxage hydraulique sous forte pression du sol et du coulis projeté par la buse d'injection en fond de forage. Cette injection sous forte pression a lieu pendant la phase de remontée de la buse, qui opère dans le même temps une rotation totale ou partielle. On obtient des colonnes de béton de sol avec des résistances à 28 jours comprises entre 1 et 10 MPa, selon les types de sol et la quantité de coulis injectée. Le procédé permet de réaliser différentes formes (colonnes pleines, demi-colonnes, quartiers de colonnes de 15° d'angles).



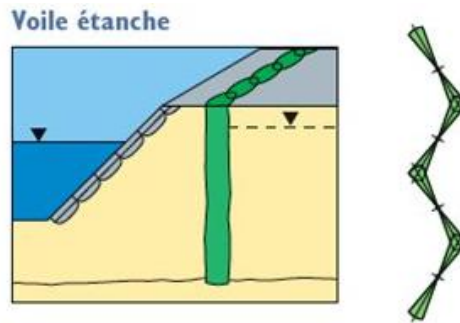
- Reprises-en sous-œuvre

Sous des semelles existantes, sous ou contre des pieux existants, des colonnes de jet grouting avec différentes géométries peuvent procurer d'importants gains de portance aux ouvrages.



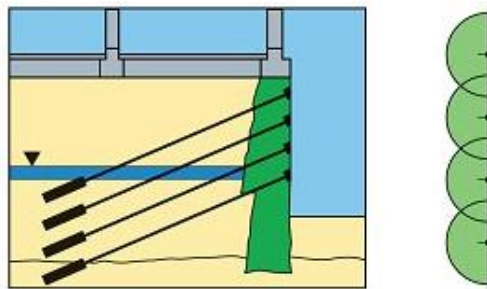
- Paroi d'étanchéité

Sous forme de lamelles ou de demi-colonnes sécantes, ou bien sous forme de colonnes pleines sécantes et d'épaisseur réduite pour former un bouchon. Le jet peut créer toute une variété de formes d'écrans étanches, tout en se raccordant aisément à une paroi existante.



- Paroi de soutènement

Réalisées de manière sécante, en colonnes pleines ou en demi-colonnes, le jet grouting peut constituer une paroi de soutènement étanche. Le mur peut être de type poids ou bien être armé de manière active ou passive. Cette paroi peut également être positionnée exactement sous un mitoyen, sans dépasser sous l'emprise du projet ; ce qui est particulièrement intéressant pour le traitement de petites dents creuses en milieu urbain dense.



III.4.4.2. Les principaux avantages du jet grouting

- Intervention contre, dans et sous les existants
- Flexibilité des formes géométriques
- Reprise des charges et étanchéité
- Compatibilité avec tout type de fondations
- Gain de place dans les fouilles en mettant les parois sous les avoisinants

III.5. Méthodes de contrôle de l'efficacité du traitement

Le contrôle de l'efficacité d'un **pré-chargement** ou d'un système de drainage s'effectue principalement par mesure des tassements et des pressions interstitielles à différents niveaux et en différents points du site traité. Les tassements et les surpressions interstitielles peuvent être utilisés pour vérifier que leur évolution calculée n'était pas trop différente de la réalité ; il suffit pour cela de les reporter sur les courbes de tassement et de consolidation calculées lors de l'élaboration du projet.

En cours de réalisation du **réseau drainant**, il faut s'assurer que le maillage est bien respecté et noter la longueur de chaque drain. Dans le cas de drains foncés, en terrains hétérogènes, il arrive que le refus de fonçage se produise avant le niveau d'arrêt théorique.

Pour les drains de sable, le diamètre de quelques peut être vérifié à l'aide d'une « torpille » calibrée, ainsi que la profondeur, pour s'assurer qu'il ne s'est pas produit de rupture de la colonne. La vérification doit également porter le volume de matériau drainant introduit dans le forage. Pour les tranchées drainantes, la profondeur ne doit pas excéder la hauteur critique stabilité d'un talus vertical, laquelle est parfois surestimée lorsque le sol est hétérogène.

Le contrôle **des colonnes** réalisées pour renforcer les sols fins s'opère selon des principes différents. Il porte d'abord, dès la construction, sur les quantités des matériaux mis en œuvre (ballast, chaux, ciment) et la continuité des colonnes.

Pour le **vibrocompactage** Le contrôle doit essentiellement être effectué dans les zones les nains favorables du traitement, c'est-à-dire au centre des mailles. Pendant le traitement, La régularité et l'homogénéité du compactage sont contrôlées en enregistrant en continu l'énergie électrique consommée par le vibreur ; la mesure des tassements et des volumes de matériaux ajoutés permet d'évaluer la variation de l'indice des vides.

Pour le **compactage dynamique**, les contrôles comportent des mesures topographiques autour et en fond d'empreinte pour mesurer les déplacements verticaux et évaluer la diminution du volume du sol, et des mesures de pressions interstitielles pour contrôler le délai de repos entre les phases du traitement. Aussi, des essais géotechniques (SPT, CPT...) avant et après chaque phase de traitement afin de juger de l'amélioration obtenue.

Pour le **compactage statique** en profondeur, l'enregistrement des paramètres de perforation (vitesse de perforation, pression sur l'outil, etc.) et des paramètres d'injection (débit, pression, quantité).

Le contrôle de **l'injection** "jet grouting" doit permettre de vérifier si les objectifs de traitement visés ont bien été remplis (étanchement, renforcement, etc.).

Le contrôle s'effectue, en fait, en deux temps :

- en cours de traitement, suivi de toutes les données du chantier : caractéristiques des forages d'injection, analyse des produits d'injection, paramètres de l'injection, etc. ;
- des essais en place, au niveau des paramètres de forage enregistrés avant et après injection et au niveau des caractéristiques mesurées au pénétromètre ou au pressiomètre. Les essais d'eau renseignent sur l'évolution de la perméabilité résultant de l'injection ;
- des essais en laboratoire sur carottes prélevées en forage.

III.6. Quelques exemples de renforcement du sol

III.6.1. Échangeur de La Charguia en Tunisie (1996-1999)

- **Projet :** L'ouvrage est situé sur la voie express « Tunis-Bizerte », il assure la liaison entre la cité olympique et celle de la Charguia. Les remblais d'accès ont une épaisseur H variable entre 3,5 et 7,5 m. édifié sur une succession de couches de sable fin à moyen (faiblement et moyennement compressibles) alternées avec des couches de vase et d'argile très compressibles.

- **Problème posé :** Les tassements estimés par les méthodes pressiométrique et oedométrique pour les deux culées sont inadmissibles. Les temps nécessaires pour atteindre 50% et 90% de consolidation des couches compressibles sont environ de 200 ans et 750 ans respectivement. Le profil géotechnique pour les calculs montre six couches d'épaisseurs variables et un niveau de nappe situé à 2 m de la surface du terrain naturel.

- **Solution :** « drains verticaux de sable » a été retenue pour accélérer la consolidation des couches compressibles. Le sable constitutif des drains est en provenance de la carrière de Bordj Hfaiedh dont la courbe granulométrique s'insère bien dans le fuseau des matériaux filtrants. Les paramètres du sable en question sont les suivants :

- $D_{15} = 0,22\text{mm}$; $D_{40} = 0,4\text{mm}$; $D_{60} = 0,48\text{mm}$; $D_{85} = 0,06\text{mm}$.

Équivalent de sable : $E_s = 50\%$; Angle de frottement interne : $\Phi = 38^\circ$ à partir de l'essai à la boîte de cisaillement et 36° à partir de l'essai triaxial. Le module de Young (estimé à partir des courbes "effort-déformation") des essais triaxiaux est de 30000 KPa. Les paramètres du sable retenu vérifient les conditions d'adaptation au terrain à améliorer, des points de vue perméabilité et granulométrie. Les drains ont un diamètre de 30 cm, ils sont répartis selon un maillage triangulaire et un espacement de 3m. La longueur des drains est de 32 m qui correspond à la profondeur suivant laquelle se produirait environ 70% du tassement total, la plateforme supérieure du remblai a une largeur de 24 m. Une couche de 50 cm d'épaisseur constituée par le sable des drains a été exécutée pour jouer le rôle de tapis drainant. Une accélération significative du temps de consolidation :

On a enregistré 80% de consolidation primaire au bout de (08) huit mois. Les tassements de consolidation primaire (sol non amélioré) ont été estimés dans l'axe d'un remblai de 5,5 m de haut.

III.6.2. Usine de verre plat Saint Gobain (Roumanie 2004)

- **Projet** : Usine de fabrication de verre plat comportant un entrepôt de stockage de 21500 m² devant supporter une surcharge d'exploitation de 8 t/m², dans la ville de Calarasi à une centaine de kilomètres à l'est de Bucarest (Roumanie).
- **Problème posé** : un site où les conditions de sol (nappe phréatique à la surface, loess compressible affaissable et argile molle) et les risques sismique imposaient une consolidation.
- **Solutions** : Elles consistent à mettre en œuvre un dallage traditionnel de 25cm d'épaisseur reposant sur un sol consolidé par un réseau de CMC (Colonnes Module Contrôlé) par l'intermédiaire d'un matelas de répartition en grave de 60 cm d'épaisseur. Avec cette solution, on peut garantir un tassement absolu d'environ 3 cm et un tassement différentiel inférieur à 1/500. Pour effectuer les travaux dans des délais l'entreprise a mobilisé deux ateliers de CMC et réalisé 3900 CMC de 360 mm de diamètre (l'équivalent de 65 000 ml) selon une maille carrée de 2,25 m à une profondeur moyenne de 17 m. l'entreprise utilise trois centrales à béton pour pouvoir produire les 8000 m³ de mortier dont elle a besoin.

III.6.3. Port de la Condamine MONACO (2002-2003)

- **Projet** : extension du quai par réalisation d'un terre-plein gagné de plus de 30 m sur la mer
- démolition du quai ;
- mise en œuvre d'un remblai 10/150 mm ;
- nouveau mur poids, longrines d'appui des loges VIP du circuit de Monaco ;
- surcharge de 2t/m² sur le quai.
- **Solution retenue** :
 - renforcement de sol par colonnes ballastées du sol en place par une maille triangulaire de 1.6 m (9 000 ml).
 - vibrocompactage du remblai graveleux 10-150 mm (61 000 m³ de sol compacté)

III.6.4. Port de Valence Espagne (2006-2007)

- Principales problématiques

- Inclinaison, bombement, dégraphage des palplanches ;
- Perte de l'étanchéité de la paroi, affaissement du quai.

- Solution retenue :

Pour assurer à nouveau une étanchéité du rideau :

- Injection de coulis ;
- Injection de mortier (injection solide).

Pour réduire la poussée sur la paroi :

- Clouage vertical du sol par colonnes ou barrettes DSM/Jet ;
- Réalisation d'une nouvelle paroi en DSM ou Jet.

Pour compacter le sol décomprimé (+réduction poussée+ réduction du potentiel de liquéfaction) :

- Injection solide ;
- Vibro-compactage ;
- Colonnes ballastées.

III.6.5. Raffinerie Général Lazaro Cardenas - Minatitlan Mexique (2005-2007)

- **Projet** : La compagnie pétrolière nationale mexicaine PEMEX a commencé en 2003 un projet de nouvelle raffinerie à Minatitlan dans l'état de Veracruz.

- **Problème posé** : Cette partie du golfe du Mexique est une plaine côtière très marécageuse comportant de fortes épaisseurs de terrains compressibles. Le terrain destiné à la raffinerie est constitué d'une alternance d'argiles molles à très molles avec des couches de sables plus ou moins fins de compacité lâche à moyennement lâche. On y trouve notamment, entre 0 et 20 m de profondeur, deux horizons de sables liquéfiables qui ont nécessité d'importants travaux d'amélioration de sol.

- **Solution** : Une série d'essais en 2004 a permis de définir deux techniques de traitements à savoir :

- Le compactage dynamique pour les couches superficielles.
- L'injection solide pour l'amélioration des couches plus profondes et des pieux.

III.7. Conclusion

Toutes les techniques pour prévoir les effets de la liquéfaction ne sont pas simples et ne donnent pas des solutions exactes. Elles font appel à de nombreux facteurs d'ajustement et à des compromis techniques. Leur réussite dépend du bon jugement des concepteurs et de la qualité de la construction.

Les méthodes de traitement des sols de fondations et d'adaptation des projets présentées dans ce document permettront aux lecteurs de mieux comprendre les choix préconisés pour résoudre les problèmes de construction en sites difficiles. Des limites d'application ont été proposées pour chaque méthode. L'attention est attirée sur la nécessité d'effectuer des contrôles sur les procédés d'amélioration cités. Ces contrôles permettent à l'entrepreneur

d'adapter la méthode de traitement à la nature et à l'état du sol, et au maître d'œuvre de juger du résultat.

Cependant le comportement des sols est influencé par des nombreux éléments, les plus importants sont : La densité, la granulométrie, le confinement, la saturation, la présence des fines et la consolidation. Plusieurs concepts ont été mis au point pour cerner le comportement mécanique de ces matériaux. Des techniques relativement récentes peuvent être utilisées pour traiter de tels sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et de permettre la construction d'ouvrages.

Le potentiel de liquéfaction des sols peut être atténué avec des procédés d'amélioration et de renforcement de sol soit en les densifiant, soit en les drainant, soit remplissage des vides (injection), soit enfin, en combinant certaines de ces actions.

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers. On sait que l'augmentation du degré de consolidation est liée à l'augmentation de la contrainte effective dans le sol, ce qui peut être obtenu par une augmentation de la contrainte totale et une diminution de la pression interstitielle. Au préalable, il est nécessaire de réduire l'indice des vides et le degré de saturation, d'augmenter la densité et le degré de consolidation par des méthodes notamment le compactage dynamique, vibrocompactage et les inclusions (colonnes ballastées...); Le vibrocompactage, et le compactage dynamique utilise la vibration et le refoulement pour densifier les sols (état plus dense). La colonne ballastée combine ces actions : le compactage du sol par vibration et refoulement, le drainage et la diminution de la contrainte de cisaillement dans le sol.

Autrement, On remarque que la résistance à la liquéfaction du sol augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et la densité relative ce qui nous permet aussi de rigidifier le sol dans la masse ou de créer des parois pour confiner le sol liquéfiable par le Deep Soil Mixing et le Jet grouting.

Les expériences ont montrées que la diminution de degré de saturation est améliorée dans tous les types de matériaux pulvérulents par l'utilisation des drains verticaux et les colonnes ballastées. Ils permettent non seulement d'augmenter considérablement leur vitesse de consolidation, mais de faciliter l'évacuation de l'eau interstitielle à la surface, ce qui permet une consolidation rapide du sol. Dans une zone sismique, ils peuvent réduire le risque de liquéfaction du sol.

L'objectif consiste à évaluer le potentiel de liquéfaction du sol de Kharrouba et d'étudier ses caractéristiques mécaniques afin d'opter pour la technique d'amélioration la plus adéquate qui peut diminuer ou éliminer le risque d'instabilité en cas de sollicitations mécaniques statiques ou dynamiques générant un développement de la pression interstitielle. La diversité des méthodes de traitement concerne notamment la densification et la diminution de la saturation. Ces techniques regroupent le compactage dynamique, les colonnes ballastées, les drains verticaux et le vibrocompactage. Ces premières ont pour but l'augmentation de la capacité portante du sol et de réduire le risque de liquéfaction du sol.

Dans cette première partie nous avons tenté de présenter l'essentiel du comportement des sols sous différents types de chargement monotones et cyclique, ainsi que la détermination des facteurs influençant leur apparition, est donc d'une grande importance pour l'analyse de la stabilité des massifs de sol. Certaines relations existantes dans la littérature qui permettent l'évaluation du risque de la liquéfaction basée sur les résultats en laboratoire tels que les essais Triaxiaux et de cisaillement direct et les mesures in-situ tels que les essais SPT et CPT. Il est présenté aussi les principales méthodes de traitement et d'amélioration des sols susceptibles à la liquéfaction.

En ce qui concerne la prochaine partie, nous allons étudier d'une manière détaillée à l'aide de l'appareil triaxial certains aspects de la liquéfaction, notamment l'influence de la présence des fines sur le potentiel de liquéfaction du sol qui a pour but de caractériser le comportement du sable sous chargement monotone.

Partie II

Etude Expérimentale

Chapitre IV : Dispositif expérimental et mode opératoire

**Chapitre V : Détermination des caractéristiques géotechniques
du sable de Kharrouba**

**Chapitre VI : Comportement mécanique et influence des fines
sur la résistance au cisaillement d'un sol sableux
sous chargement monotone**

Chapitre IV

Dispositif expérimental et mode opératoire

IV.1. Introduction

La plupart des recherches expérimentales menées sur le comportement des sols, concernant généralement des échantillons intacts prélevés sur des sites bien définis (Khemissa et Magnan, 2000 ; Hight et al., 1992 ; Josseume et al., 1991 ; Yamamuro et Convert, 2001 ; Bouferra et Shahrour, 2004...etc.). Ces études sont fréquemment réalisées dans le but, de comprendre le comportement et de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol étudié.

Cette étude expérimentale a pour but de caractériser le comportement du sable et de déterminer ses caractéristiques de résistance et de déformabilité, qui jouent un rôle important dans la stabilité des ouvrages fondés en surface, au moyen d'essais d'identification quelle que soit cisaillements à la boîte de Casagrande ou d'essais triaxiaux de compression à l'appareil triaxial cylindrique.

Afin d'étudier le comportement des sols il est nécessaire de réaliser les essais en laboratoire en utilisant des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire fiable. Nous présentons, dans ce chapitre, la description des principales étapes de l'appareil triaxial en décrivant le mode opératoire suivi, donnant les caractéristiques du matériau étudié.

IV.2. Dispositif expérimental

IV.2.1. Présentation générale

Le dispositif expérimental utilisé est présenté schématiquement dans la figure IV.1. L'essai triaxial est décrit avec plus de détails par la norme française de mécanique des sols (NF P 94-070), néanmoins, dans ce chapitre sont présentées les principales étapes suivies. Il comprend essentiellement :

- Une cellule triaxiale dynamique de marque (TRITECH)
- Deux Générateurs de pression /volume,
- Une pompe à vide relié à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée,
- Une centrale d'acquisition,
- Un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des données.

La presse triaxiale utilisée est une presse TRITECH, de capacité 50 KN, digitale, à commandes électromagnétiques avec 5 robinets et double drainage. La vitesse peut être choisie entre 1.10^{-4} mm/min et 9.999 mm/min, dans notre cas nous avons choisi une vitesse constante de 1.1 mm/min pour tous les essais. La cellule utilisée est une cellule pour un échantillon d'une hauteur de 140 mm et d'un diamètre 70 mm, permettant d'appliquer une pression de confinement, une pression en tête et en base de l'échantillon. La chambre plexi est nervurée pour garantir une déformation minimale lors de l'essai et pour résister au risque d'explosion en utilisation avec systèmes d'air comprimé. Elle est équipée aussi de deux capteurs de pression électriques servant à mesurer la pression de confinement et la pression à l'intérieur de l'échantillon (contre-pression). Ces deux pressions sont fournies par deux générateurs de pression (GDS) de 3500 kPa qui permet d'assurer le confinement de l'échantillon et contrôler sa variation volumique. La cellule est positionnée par l'intermédiaire d'une bague de centrage sur le plateau de la presse. Dans le même but de centrer l'effort de compression, le contact du haut du piston avec le haut de la presse est réalisé avec une bille. Le fluide de confinement est de l'eau, et la pression est appliquée par de l'air comprimé. La force de cisaillement est mesurée par un capteur de force placé en haut du bâti de la presse. Le déplacement vertical de l'éprouvette est mesuré par un capteur de déplacement.

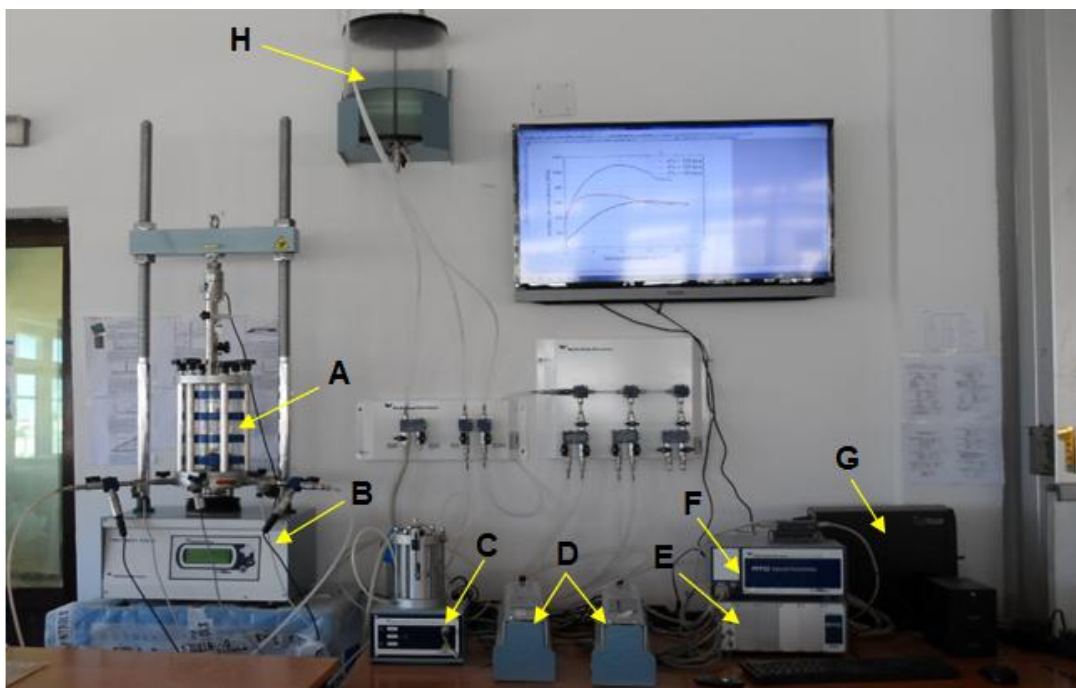
Le remplissage de la cellule est réalisé à l'aide d'un réservoir en plexiglas contenant de l'eau déminéralisée et désaérée grâce à une pompe à vide.

Les paramètres d'essai tels que pression de confinement, contre-pression, vitesse de cisaillement et condition finales sont contrôlés par :

L'unité de contrôle en temps réel **RTC** (Real Time Control box) avec module d'extension constitue le cerveau d'un système AUTOTRIAX. Permet le contrôle automatique d'un maximum de trois ensembles triaxiaux et de gérer (les pressions jusqu'à 3500 kPa, les lignes de drainage, la vitesse de la presse triaxial et la mesure de la variation de volume).

L'unité d'acquisition des données **ATD** (Automatic Triaxial Datalog) et l'extension permettant l'acquisition de données de systèmes triaxiaux automatiques. L'ATD transmet toutes les mesures de capteurs en réseau de communication haut débit aux modules RTC et au PC gérant le logiciel de contrôle pour la conduite automatique de l'essai, l'acquisition et le traitement.

Les logiciels constituent l'interface entre l'opérateur et le système AUTOTRIAX pour la gestion automatique des phases des différents essais. Ils assurent le contrôle total de la presse triaxiale, la régulation automatique des pressions, l'ouverture et la fermeture des lignes de pression et la mesure continue de la variation de volume pour réaliser automatiquement les différentes étapes de l'essai. Ainsi que transfert des données et élaboration feuille de calcul pour impression.



- A** - Presse triaxiale Trittech 50
B - Cellule triaxiale nervurée
C - Appareil automatique pour variation de volume
D - Hydromatic pour pression cellulaire et contre pression
E - RTC Unité de contrôle en temps réel
F - ATD L'unité d'acquisition des données
G - PC équipé d'un logiciel
H - Réservoir contient de l'eau

Fig IV.1 Schéma d'un système AUTOTRIAX (Appareil triaxial)

IV.2.2. Paramètres mesurés et calculés

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

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

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

- déformation axiale : $\varepsilon = \Delta h/h_0$
- déformation volumique : $\varepsilon_v = \Delta v/v_0$
- déviateur : $q = \Delta F/S$

IV.3. Procédures expérimentales de l'essai triaxial

La procédure de l'essai triaxial comporte de deux grandes parties :

- ✓ La préparation de l'échantillon
- ✓ Le déroulement de l'essai

On procède à la préparation de l'échantillon d'après le mode opératoire suivant :

IV.3.1. Mode opératoire

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi-cylindriques (figure IV.2). Les deux coquilles peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide de deux colliers de serrage.

L'échantillon se trouve isolé de l'eau de confinement par une membrane caoutchouc en latex de 0.5 mm d'épaisseur fixé par des colliers de serrage autour des embases supérieure et inférieure, les embases inférieures sont perforées pour drainage/mesure de la pression interstitielle et sont fournies avec un disque plein pour essais non drainés. Tandis que chacune des faces de l'échantillon est munie d'une embase en métal anti-frettée contenant en son centre une pierre poreuse en bronze avec la présence d'un papier filtre de faible perméabilité permettant le drainage de l'échantillon. Les échantillons ont été préparés selon trois cas

différentes densités relatives ($D_r = 15, 45$ et 75%) (à l'état sec, saturé et partiellement saturé) et à différentes densités initiales (lâche, moyennement dense et dense).

La réalisation d'un essai mécanique nécessite la collecte d'échantillons de type sols en quantité suffisante (1-2 kilos)

L'opérateur doit ensuite choisir le type d'essai et les conditions de l'essai à partir du logiciel de pilotage et en fonction de la problématique d'étude :

- Les essais peuvent être drainés ou non drainés suivant les conditions hydrologiques du sol.
- Il faut choisir les paramètres d'essai tels que pression de confinement, contre-pression, vitesse de cisaillement et condition finales.

Une couche de graisse est mise sur toute la surface intérieure de la membrane pour faciliter le démoulage de l'échantillon on la plaque sur l'embase supérieure, ensuite on fait emboîter le support de forme conique dans la membrane. Pour s'assurer du bon assemblage du dispositif d'extension il faut que l'eau ne sorte pas du circuit relié à l'extérieur après avoir mis en pression la cellule.

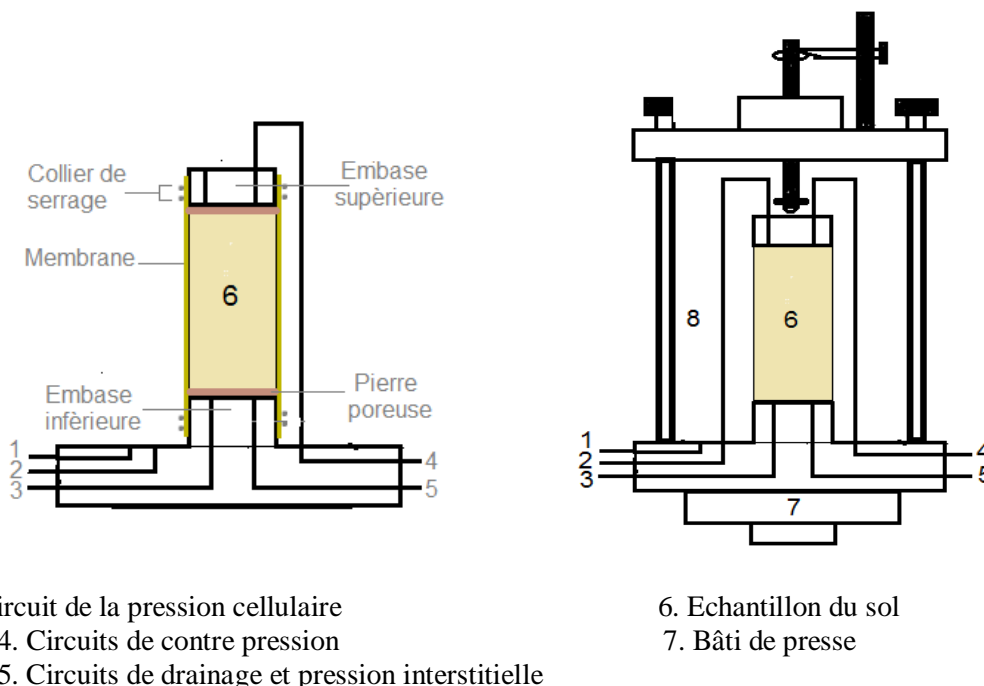


Fig IV.2 Schéma d'une éprouvette dans la cellule triaxiale utilisé

IV.3.2. Préparation d'un échantillon

La préparation d'un échantillon de sable pour la réalisation d'un essai triaxial axisymétrique est composée de plusieurs étapes :

- 1- Préparation du système d'antifrettage

2- Mode de dépôt

3- Le montage de l'éprouvette dans la cellule

IV.3.2.1 Système d'antifretage

La préparation d'un système d'antifretage des deux têtes de l'échantillon a fait l'objet de plusieurs recherches. Plusieurs chercheurs (Colliat-Dangus et al, 1986) ont menés l'importance de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieures et inférieures et d'assurer l'homogénéité de distribution de contrainte et de déformation pendant l'essai et la rigidité de l'échantillon dus aux forces de friction radiales pour garder sa forme cylindrique même si pour une grande déformation.

Pour le choix d'un système d'antifretage valable (Al Mahmoud, 1997) a mené une étude expérimentale montre l'efficacité d'un système composé les éléments suivantes :

Le système d'antifretage employé lors de ces essais est composé d'une surface lisse de Téflon couvrant les embases, après une fine couche de graisse de Silicone (environ 50 μ d'épaisseur) étalée sur les bases élargies permettant la pose d'un disque de latex de 0.2mm d'épaisseur sur chaque embase (entre la base en métal et l'échantillon).

Cette opération s'effectue en prenant bien soin de lisser la membrane sur la tête en acier pour chasser les bulles d'air prisonnières entre la graisse et la membrane en vue d'obtenir le moins d'air possible dans le circuit interne de l'échantillon.

IV.3.2.2 Mode de dépôt

Pour le remplissage du moule par le matériau, on peut préparer les échantillons selon plusieurs méthodes, notamment :

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

(i) Déversement à sec (DS)

Dans cette méthode, la préparation du sol sec se fait par déversement vertical dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (figure IV.3). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir. Pour les échantillons moyennement denses et denses on procède par couches successives, la densité est obtenue par compactage à l'aide d'une dame en bois de 60 mm de diamètre.

Il est nécessaire de garder la surface du sable dans le moule horizontal pour réaliser une bonne homogénéité de la densité

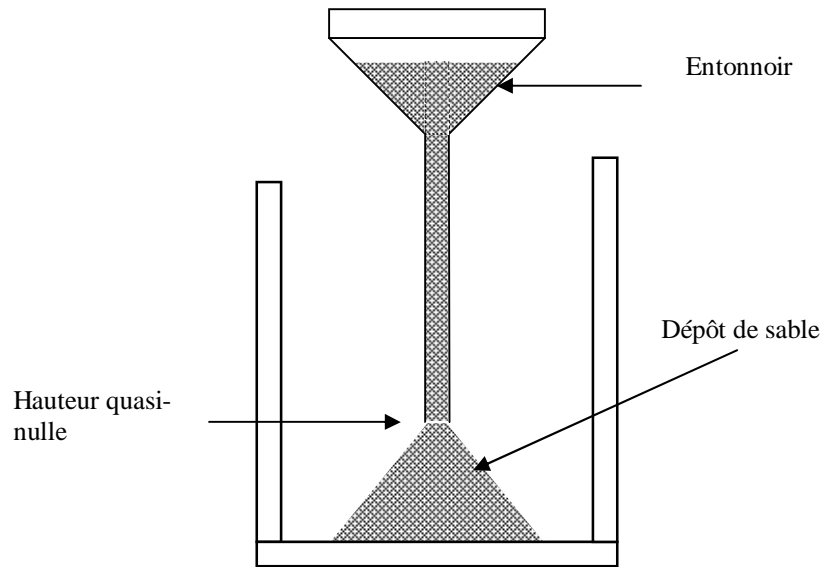


Fig IV.3 Préparation par déversement à sec (échantillon lâche)

(ii) Sédimentation (WS)

Cette méthode permet de reproduire la déposition naturelle d'un sol, ce sol sec mélangé doit être préparés à partir d'un dispositif similaire au précédent mais avec un moule contenant de l'eau désaérée à l'aide d'un entonnoir par couches successives (figure IV.4). Le sol est déposé délicatement dans l'eau. L'ouverture de l'entonnoir doit être 4 mm au-dessus du niveau d'eau. On passe à la couche suivante une fois l'eau devient transparente.

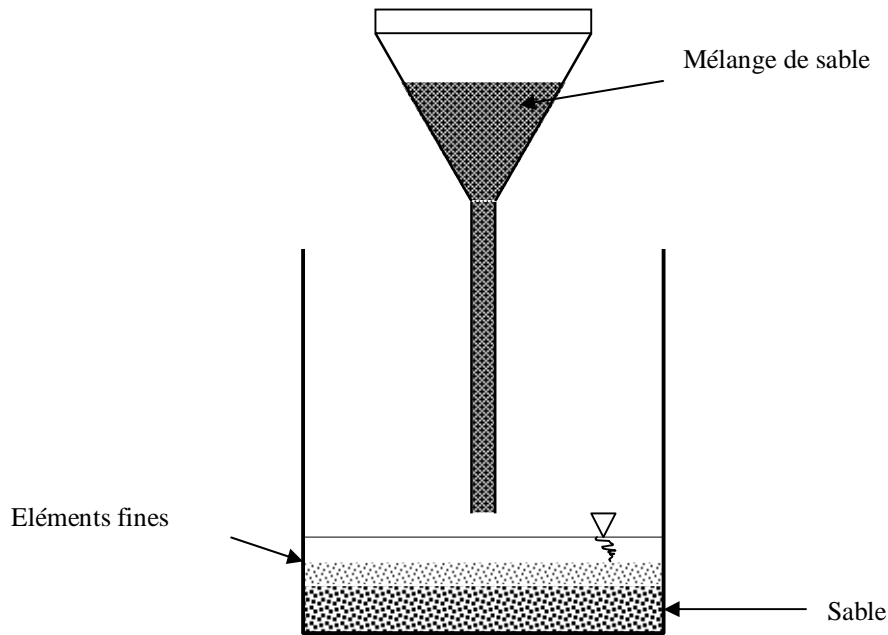


Fig IV.4 Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW)

(iii) Placement humide (MP)

Dans cette méthode le sol doit être déposé dans le moule à un état humide avec contrôle de teneur en eau, qui varie de 5% pour le sable à 20% pour les sols fins. La teneur en eau optimale (ω_{opt}) est déterminée au moyen de l'essai Proctor correspondant à la densité maximale (γ_{dmax}). Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. Cette méthode est très commode pour le sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.

(iv) Préparation par sous compaction

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

Dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons, la fabrication est réalisée en sept couches de densité décroissante du bas vers le haut (figure IV.5). La méthode préconisée par (Ladd, 1978) et modifiée par (Chan, 1985), suggère une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives.

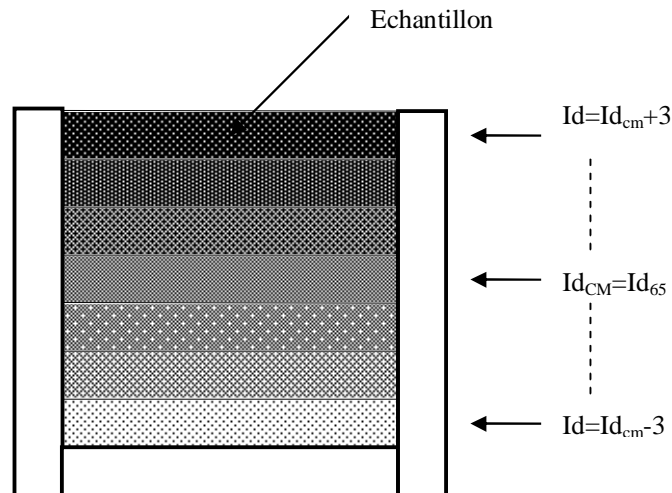


Fig IV.5 Préparation par sous compactation

Une étude expérimentale a été réalisée par (Della N et al., 2011) en laboratoire à l'appareil triaxial sous chargement monotone pour évaluer l'influence de la méthode de préparation des échantillons (pluviation à sec (PS) et placement humide (PH)) sur le comportement non drainé du sable de Chlef. Les résultats montrent que les échantillons préparés avec la méthode de pluviation à sec présentent une résistance à la liquéfaction plus élevée que ceux préparés avec la méthode du placement humide, en mobilisant un effort résiduel plus grand. La pluviation à sec (PS) donne des échantillons plus stables (dilatants), la méthode de placement humide (PH) favorise la contractance donc l'instabilité des échantillons.

IV.3.2.3 Montage de l'éprouvette dans la cellule

Avant de commencer l'essai, il faut d'abord vérifier toutes les conduites d'eau et d'air afin d'assurer qu'il y aura pas de déperdition de pression au cours de l'essai.

Chasser l'air de toutes les conduites en envoyant de l'eau désaérée préalablement par la pompe à vide (désaérateur d'eau) jusqu'à débordement. Ensuite, chasser l'excès de pression produite dans le système par la pompe, en ouvrant et en fermant rapidement l'un des robinets communiquant avec l'extérieur. Ceci permet de mettre le système au repos sans aucune pression initiale.

Procéder ensuite, au montage de l'échantillon sur l'embase de l'appareil triaxial. Pour la pose de l'échantillon, on met une couche de graisse de Silicone (KS63G) sur les deux embases. La mise en place d'une pierre poreuse avec un papier filtre sur l'embase inférieure (orifice de drainage) afin de les protéger, on place un moule de forme cylindrique serré par deux colliers sur l'embase inférieure. Une 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 à sa forme lors du remplissage du moule et la partie supérieure de la membrane est enfilée dans ce moule. Après, on passe à l'installation de la membrane autour de l'embase inférieure avec un joint torique. Pour le montage de l'échantillon en déversant le matériau dans le moule par couches successives, en compactant manuellement. Une fois les couches réalisées, on positionne une seconde pierre poreuse avec un papier filtre. Ensuite, la mise en place de l'embase supérieure sur la pierre poreuse, au-dessus de l'échantillon. On rabat la membrane et on place un joint torique. Puis, le démontage du moule, l'abaissement du couvercle et fermeture de la cellule par des tirants de serrage. En fin, déplacement de la cellule au-dessous du vérin, remplissage de la cellule d'eau et l'application de la pression de confinement dans la cellule avec diminution de la pression de vide à l'intérieur de l'échantillon simultanément (figure IV.6).

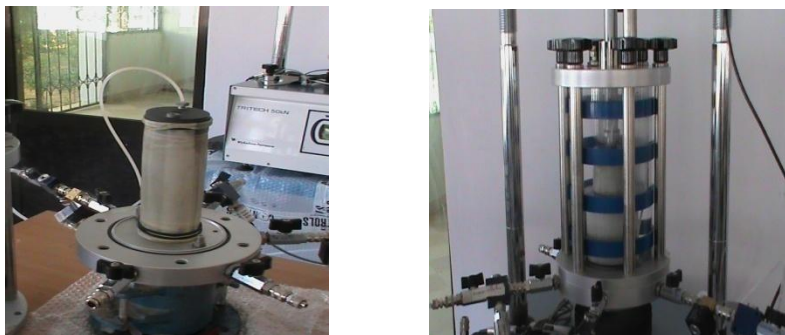


Fig IV.6 Mise en place d'un échantillon dans la cellule triaxial

Une fois que la cellule est remplie d'eau désaérée, le système est prêt pour réaliser l'essai. L'essai comporte les étapes essentielles suivantes : (la saturation, la consolidation et le cisaillement)

IV.3.3. Saturation

La saturation de nos échantillons a été initiée suivant la méthode de (Lade et Duncun, 1973) la cellule triaxiale entourant l'échantillon est remplie d'eau. Une pression de 50 kPa est appliquée dans la cellule en même temps que le vide dans l'échantillon est relâché. On procède alors à une phase de saturation de l'échantillon. L'air contenu dans l'échantillon est

expulsé par le passage du gaz CO₂ sous une pression inférieure à 50 kPa du bas vers le haut de l'échantillon pendant 10 min. puis l'échantillon est saturé par le passage de l'eau désaérée par le bas de l'échantillon. Le CO₂ étant soluble dans l'eau, les éventuelles bulles piégées dans l'assemblage granulaire se dissolvent plus facilement que l'air.

Pour l'amélioration de la saturation de l'éprouvette en appliquant la contre-pression (effet de compression et de dissolution des bulles de gaz dans le liquide interstitiel). La contre-pression est appliquée de façon progressive avec l'augmentation de la contrainte de cellule, de manière à ce que la différence entre les deux restes égale à la valeur de la contrainte de consolidation voulue.

Une fois la saturation terminée, une contrainte isotrope $\Delta\sigma'_3$ est appliquée en fermant le drainage. Si Δu désigne la surpression mesurée dans l'échantillon, le coefficient de Skempton (1954) B est donné par la relation suivante (IV.1) :

$$\Delta u = B[\Delta\sigma'_3 + A(\Delta\sigma'_1 - \Delta\sigma'_3)] \quad (IV.1)$$

Comme $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma'_3$, la formule devient (IV.2) :

$$B = \Delta u / \Delta\sigma'_3 \quad (IV.2)$$

La saturation est complète si B égale 1 mais, en pratique, l'échantillon est considéré saturé lorsque $B \geq 0.96$.

IV.3.4. Essai de cisaillement au triaxial

Après la saturation, l'échantillon de sable sera soumis à l'essai de cisaillement triaxial. L'essai se réalise en deux étapes : i) la consolidation de l'échantillon, ii) le cisaillement

IV.3.4.1 Consolidation

La première étape consiste à la phase de consolidation ; cette étape consiste à l'application de la pression effective de confinement cellulaire σ'_3 par le contrôleur de pression (GDS) (dans notre cas 100, 200 et 300 kPa). On applique parallèlement une montée en pression dans la cellule (σ'_3) et à l'intérieur de l'échantillon une contre pression (u) d'une manière progressive jusqu'à la valeur souhaitée (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 mesure des variations de volume pendant cette étape permet d'apporter les corrections nécessaires pour la détermination de l'indice des vides après consolidation.

IV.3.4.2 Cisaillement

La deuxième étape, c'est la phase de cisaillement qui est appelé aussi la phase de chargement. L'échantillon est soumis à un écrasement axial vertical à vitesse constante (1 mm/min). Les essais monotones réalisés avec cet appareil sont à déplacement contrôlé. Ici le sol est soumis à un déviateur q croissant jusqu'à la rupture.

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons tenté de présenter l'essentiel de l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement des sols sous chargement monotone. Aussi une description des principales étapes de l'appareil triaxial en décrivant le mode opératoire et la préparation des échantillons (mode de dépôt et Système d'antifretage) qu'ils ont été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs. L'essai triaxial permet de confectionner des échantillons homogènes et de réaliser des essais de bonne qualité.

Les essais réalisés permettent de recueillir des résultats importants sur le comportement mécanique des sols étudiés. La présentation des résultats obtenus et leur interprétation fera l'objet des chapitres suivants en mettant l'accent sur l'influence de la fraction des fines et des caractéristiques granulométriques sur le comportement de ces sols.

Chapitre V

**Détermination des caractéristiques géotechniques
du sable de Kharrouba**

V.1. Introduction

La Mécanique des Sols fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil et de bâtiment et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, Pour cette raison il est nécessaire de reconnaître les propriétés du sol étudié. La connaissance de ces propriétés nous permet de classer le sol, par la classification la plus adéquate est la classification géotechnique, afin de caractériser et d'identifier les principaux paramètres. La démarche expérimentale adoptée consiste à étudier notre sol à partir des analyses physico-chimiques suivies par des analyses mécaniques d'une part et d'autre déterminer ses caractéristiques de résistance et de déformabilité, qui jouent un rôle important dans la stabilité des ouvrages fondés en surface.

V.2. Localisation du site de prélèvement

La plupart des études sur la liquéfaction des sols ont été réalisées sur des sables, propres, de granulométrie uniforme. Cependant, plusieurs sites contiennent en général des sols sableux composés du sable avec un pourcentage variable de fine.

Pour les travaux expérimentaux, des prélèvements de sol ont été effectués dans le Nord-Ouest de l'Algérie, plus particulièrement, la partie Nord de la ville de Mostaganem dans une localité appelée Kharrouba (Figure V.1). Cette région connaît un grand nombre des projets de construction de bâtiment où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions fondées sur des massifs sableux.

Le choix de ce site a été motivé, notamment, en raison de sa proximité de la mer où le sol peut être saturé et donc sujet au risque d'instabilité par liquéfaction. Les échantillons de sable utilisés ont été prélevés sur les fouilles en grand masse du chantier de réalisation des blocs résidentiels à côté du rond-point de Mejdoub, la profondeur est environ de six mètres (Figure V.2).



Fig V.1 Région de Mostaganem



Fig V.2 Couches profond de sable de région de Mostaganem (Algérie)

V.3. Matériaux utilisés

Le sable étudié est un sable moyen mélangé avec un pourcentage du limon constituant des grains se forme sous arrondie (Figure V.3). Ce sol a été soumis à des essais de caractérisation et d'identification comme il est présenté ci-dessous.



Fig V.3 Vue à l'échelle microscopique des grains de sable de Kharrouba

V.4. Caractéristiques physiques du sable de Kharrouba

Un sol se caractérise par sa granulométrie, sa propreté et sa plasticité. Les essais d'identification géotechnique en laboratoire permettent de déterminer les paramètres suivants :

V.4.1. Détermination des caractéristiques physiques

V.4.1.1 Teneur en eau initiale ω %

Pour la détermination de la teneur en eau un ensemble des échantillons sont mises dans des tares w est le rapport du poids de l'eau inclus dans un certain volume de sol, au poids des éléments solides compris dans le même volume, après dessèchement d'eau à l'étuve à 105° , L'expression (V.1) de la teneur en eau est donc :

$$\omega(\%) = (W_w / W_s) \cdot 100 \quad (V.1)$$

- La teneur en eau w de notre sable est environ de **12%**.

V.4.1.2 Masse volumique (Absolue / Apparente) (NF P94-054)

V.4.1.2.1 Masse volumique des particules solides ρ_s

La détermination de la masse volumique a été faite par l'immersion du sol dans l'eau (échantillon non remanié) pour obtenir les valeurs du poids de ses grains solides (M_s) et le volume absolu (V_s) et de donner la valeur de ρ_s par l'expression (V.2)

$$\rho_s = M_s / V_s \quad (V.2)$$

Le principe est de mesurer la masse volumique au moyen du pycnomètre, ceci permet de calculer le volume absolu des grains de l'échantillon.

La masse des particules solides est obtenue par pesage (à l'état sec) et le volume est mesuré au pycnomètre d'après la relation (V.3) :

$$V_s = [(P_1 + M_s) - P_2] / \gamma_w \quad (V.3)$$

Le Tableau V.1 présente les résultats obtenus pour le sable et limon d'après l'essai :

Tableau V.1 Masse volumique des particules solides pour le sable et limon

Matériaux	Sable	Fines
Poids du pycnomètre + l'eau au repère P_2 [g]	345,3	345,3
Poids du matériau M_s [g]	40	25
Poids du pycnomètre + l'eau au repère + matériaux P_1 [g]	400,3	379,7
Volume des grains V_s [cm ³]	15,04	9,46
Masse volumique absolue des grains ρ_s [g/cm ³]	2,659	2,642

V.4.1.2.2 Masse volumique humide

Pour mesurer la masse volumique humide, on peut opérer soit par la méthode hydrostatique, par pesées à sec et dans l'eau, soit en pesant la quantité de matériau prélevé dans un volume de capacité connue.

La détermination de γ_h a été faite d'après les étapes suivantes :

La masse de l'échantillon est obtenue par pesage : $M = P_2 - P_1$

Avec $\rho_h = M / V$

$P_1 = 384,8$ g

$P_2 = 244,7$ g

$V = 78,0$ cm³

$$\rho_h = (384,8 - 244,7) / 78 = 1,79 \text{ g/cm}^3$$

V.4.1.2.3 Masse volumique sec (NF P94-053)

La masse volumique sèche correspondant ρ_d est celui de la même unité de volume après étuvage.

Avec $\rho_d = M / V$

P_1 : poids de pycnomètre vide (sec) = 244.7g

P_2 : poids de pycnomètre rempli sol humide égale à 376.1g

V : le volume de l'échantillon égale à 90.0cm³

$$\rho_d = (376.1 - 244.7)/90 = 1.46\text{g/cm}^3$$

V.4.2. Caractéristiques dimensionnelles

V.4.2.1 Indice des vides

L'indice des vides e est égal au rapport du volume des vides sur celui des grains solides et est exprimé comme suit (V.4) :

$$e = V_v / V_s \quad (\text{V.4})$$

L'indice des vides de notre sol à l'état naturel est $e = 0,711$

Pour la détermination des indices des vides (e_{\max} , e_{\min}), nous avons trouvé ;

$$e_{\max} = 0,998 \quad \text{et} \quad e_{\min} = 0,671$$

V.4.2.2 Analyse granulométrique

Elle représente le poids des tamis cumulés (échelle arithmétique), en fonction du diamètre équivalent D des particules solides (échelle logarithmique).

L'analyse granulométrique a été faite en deux étapes ; un tamisage pour la distribution des particules de dimensions supérieures ou égales à 80 μm selon la Norme (NF P94 – 056) et la sédimentométrie pour la distribution dimensionnelle des particules de dimensions inférieures 80 μm selon la Norme (NF P94 – 057).

Les résultats des mesures granulométriques et sédimentométriques sur le sol naturel recueilli sur place à deux profondeurs différentes 1 et 4m qui a été prélevé et sur des échantillons de sable et limon séparés sont reportés sur un diagramme semi-logarithmique (Figures V.4 et V.5). Ces courbes ont été obtenues par tamisage sur une série complète de tamis pour le sable et par sédimentométrie pour le limon.

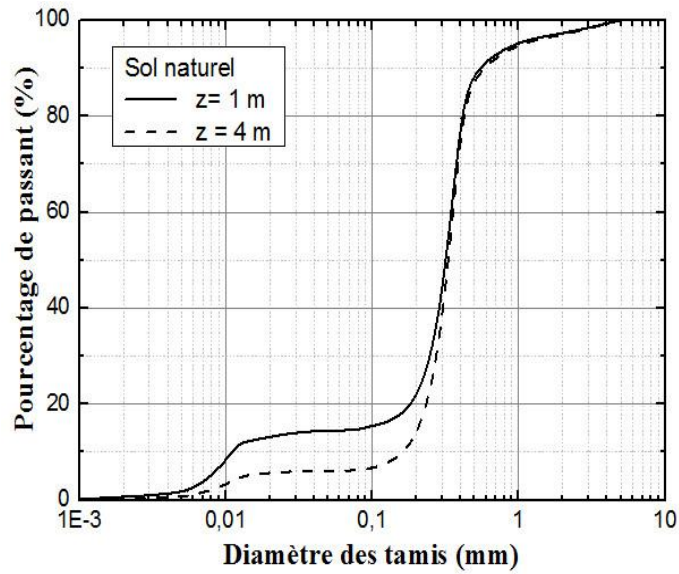


Fig V.4 Courbe granulométrique de sable naturel à deux profondeurs 1 et 4m

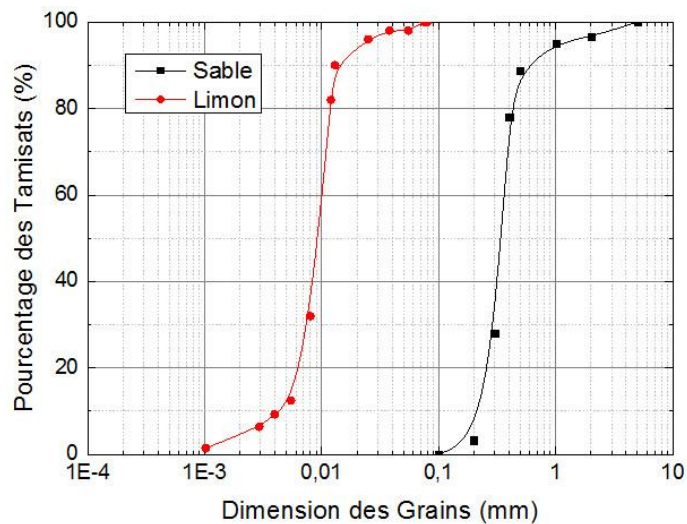


Fig V.5 Courbe granulométrique de sable-limon reconstitué

La forme de la courbe granulométrique obtenue apporte les renseignements suivants pour le sable :

D_{60} , D_{30} et D_{10} qui représentent les diamètres correspondant respectivement à 60% et 10% de passant.

$$D_{10} = 0,213 \text{ mm} ; \quad D_{30} = 0,288 \text{ mm} ; \quad D_{60} = 0,363 \text{ mm}$$

Pour la classification du sol, on doit déterminer les coefficients suivants :

Le coefficient d'uniformité de Hazen $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 1,77 < 2$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} = 0,95 < 1$$

et le coefficient de courbure

Les résultats obtenus pour le sable naturel sont désignés dans le tableau V.2 suivant :

Tableau V.2 Les caractéristique de sable naturel pour les deux profondeur 1m et 4m

Matériaux	ρ_s	e_{\min}	e_{\max}	$D_{10}(mm)$	$D_{30}(mm)$	$D_{60}(mm)$	C_u	C_c
Sable naturel (h=1m)	2.657	0.544	0.936	0.011	0.246	0.346	31.454	15.897
Sable naturel (h=4m)	2.659	0.638	0.983	0.157	0.270	0.360	2.250	1.260

On remarque que la granulométrie est uniforme mal graduée.

V.4.2.3 Plasticité (NF P94-051)

Les limites d'Atterberg permettent de classer les matériaux fins. C'est l'un des essais d'identification le plus important pour pouvoir classer les fines contenues dans le sable considéré.

On peut considérer trois états caractérisant la consistance des sols fins, on définit :

✓ Limite de liquidité

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

Les résultats obtenus sont désignés dans le tableau V.3 suivant :

Tableau V.3 Les résultats de l'essai de la limite de liquidité

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	17		32		40	
Masse humide (g)	9,4	9,5	10,7	08,5	09,9	09,2
Masse sèche (g)	8,1	8,2	09,2	07,3	08,5	07,9
Masse d'eau (g)	1,3	1,3	1,5	1,2	1,4	1,3
Teneur en eau $W_L\%$	16,05	15,85	16,30	16,44	16,45	16,45
Moyenne $W_L\%$	15,95		16,37		16,52	

Une droite en coordonnées semi-logarithmiques représente la relation entre les teneurs en eau et le nombre de chocs dans la Figure V.6. La droite est tracée à partir des points expérimentaux pour notre sol.

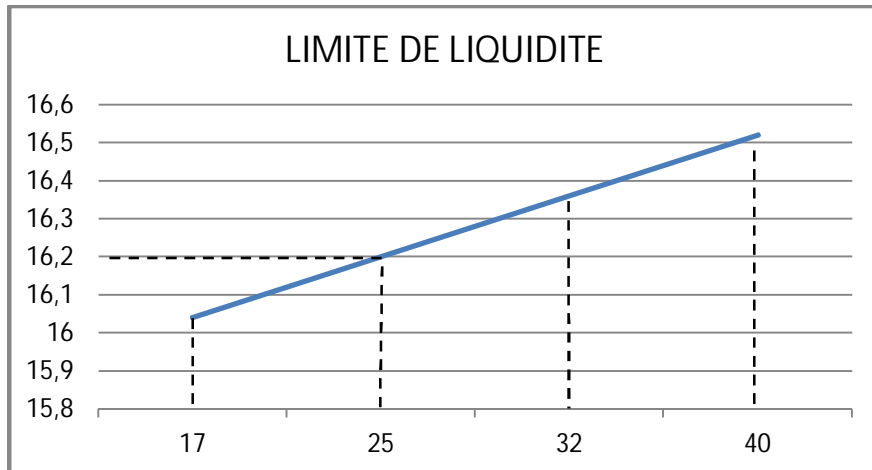


Fig V.6 courbe de la limite de liquidité

Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à une fermeture en 25 chocs. La limite de liquidité W_L est obtenue par l'utilisation de la relation (V.5) suivante :

$$W_L = W(N/25)^{0,121} \quad (V.5)$$

La moyenne des trois essais donne : $W_L = 16,20 \%$

✓ Limite de plasticité

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de cylindre qu'on amincit progressivement. La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. On exécute en général deux essais pour déterminer cette limite. Les résultats obtenus sont désignés dans le tableau V.4.

Tableau V.4 Les résultats de l'essai de la limite plastique

	Résultats	
	Masse totale humide	13,8
Masse d'eau (g)	1,2	1,0
Masse sèche (g)	12,6	9,9
Limite Plasticité w_p %	09,52	10,10
Moyenne w_p %	9,81	

On fera la moyenne des deux essais et on trouve $W_p = 9,81\%$

✓ Indice de plasticité

L'indice de plasticité, noté I_p , est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Il mesure l'étendue du domaine de plasticité. Il s'exprime par la relation :

$$I_p = W_L - W_P$$

$$I_p = 16,12 - 9,81 = 6,31$$

$$I_p = 6,31$$

D'après l'abaque de Casagrande, on peut classer ce limon comme peu plastique.

V.5. Résultats des essais de mélange sable-limon

Les propriétés physiques et granulométriques de mélange sable-limon reconstitué sont présentés dans le tableau V.5.

Tableau V.5 Propriétés physiques du sable de la région de Kharrouba

Propriétés physique	Sable	Limon
poids spécifique G_s (g/cm^3)	2,66	2,64
D_{50}	0,35	0,009
e_{\max}	1,020	1,758
e_{\min}	0,688	0,765
Limite de liquidité	-	16,15
Limite de plasticité	-	9,81
Indice de plasticité	-	6,34

Pour la détermination des indices des vides (e_{\max} , e_{\min}), nous avons réalisé des essais sur le mélange sable-limon. L'étude a été effectuée pour une fraction des fines (F_c) allant jusqu'à 60%. La figure V.7 et le tableau V.6 montrent les variations des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines pour les différents mélanges.

Tableau V.6 Les indices des vides maximal et minimal pour différent teneur en fines

%	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	100
ρ_s	2,666	2,659	2,658	2,657	2,656	2,655	2,654	2,653	2,652	2,651	2,650	2,649	2,648	2,642
e_{\max}	1.020	0.990	0.960	0.930	0.910	0.900	0.880	0.916	0.962	1,049	1.150	1,272	1,286	1,759
e_{\min}	0,688	0,648	0,611	0.520	0.480	0,389	0,361	0,350	0.357	0,373	0.397	0,446	0,514	0,766

On note que ces deux indices diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à $F_c = 35\%$. Au-delà de cette valeur, ils augmentent avec la fraction des fines. On observe aussi le même comportement pour les densités relatives (15% et 45%).

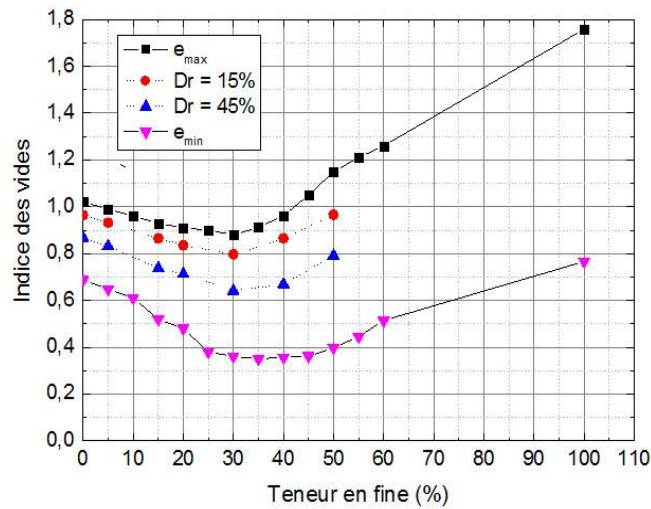


Fig V.7 Variation des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines (Mostaganem)

La figure V.8 montre la courbe granulométrique de matériau utilisé avec une fraction des fines (F_c) allant jusqu'à 50%.

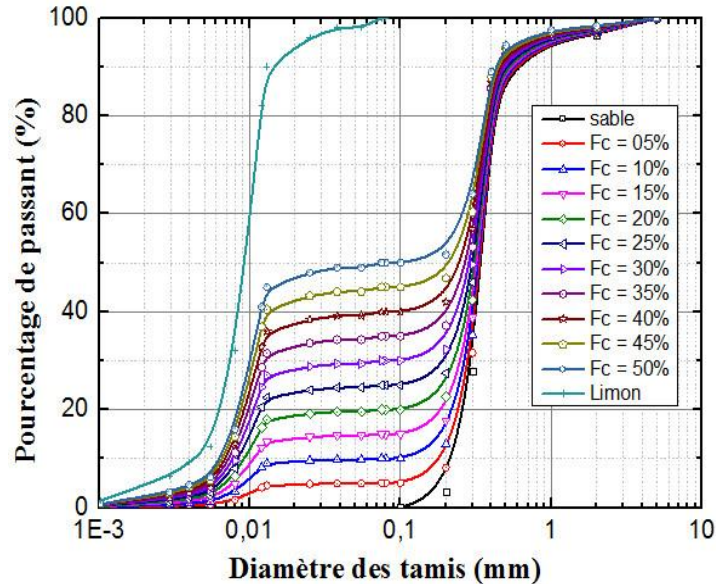


Fig V.8 Courbe granulométrique de sol reconstitué en fonction de la fraction des fines

Le tableau V.7 présente les valeurs des caractéristiques granulométriques pour différentes pourcentage des fines.

Tableau V.7 les propriétés granulométriques de mélange sable-limon

Matériaux	F_c (%)	G_s	e_{\min}	e_{\max}	$D_{10}(mm)$	$D_{30}(mm)$	$D_{60}(mm)$	C_u	C_c
Sable propre	0	2.660	0.688	1.020	0.213	0.288	0.363	1.704	1.073
Sable limoneux	5	2.659	0.648	0.990	0.180	0.277	0.357	1.983	1.194
Sable limoneux	10	2.658	0.611	0.960	0.085	0.264	0.353	4.163	2.328
Sable limoneux	15	2.657	0.520	0.930	0.011	0.247	0.345	32.303	16.558
Sable limoneux	20	2.656	0.480	0.910	0.009	0.225	0.338	37.102	16.441
Sable limoneux	30	2.654	0.361	0.880	0.008	0.092	0.321	41.797	3.418
Sable limoneux	40	2.652	0.357	0.962	0.007	0.011	0.297	43.421	0.063
Sable limoneux	50	2.650	0.397	1.150	0.006	0.010	0.256	41.424	0.063

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents essais de caractérisation et d'identification du sable naturel collecté sur le site de Kharrouba et du mélange sable-limon reconstitué.

D'après les résultats des essais, on a pu classer le sable comme uniforme mal gradué et le limon peu plastique.

Dans le chapitre suivant, il sera abordé une étude expérimentale sur des essais de cisaillement au triaxial dans des conditions non drainées sur sable naturel et reconstitué. Les résultats de ces essais nous permettront d'étudier et d'analyser le comportement mécanique de ces sols en mettant l'accent sur l'influence de teneur en fines et des caractéristiques granulométriques.

Chapitre VI

Comportement mécanique et influence des fines sur la résistance au cisaillement d'un sol sableux sous chargement monotone

VI.1. Introduction

Il est présenté dans ce chapitre les travaux expérimentaux réalisés au laboratoire sur un sol sableux reconstitué en variant la teneur en fines de 0% à 50% et ce, pour étudier l'influence de cette dernière sur le comportement d'un mélange de sable-limon. Il faut noter que les travaux publiés dans la littérature ne permettent pas d'avoir une conclusion assez précise et unique sur l'influence de la teneur en limon. Notre travail est une tentative pour comprendre le comportement au cisaillement du sable de Kharrouba en fonction de la teneur en fine. Des échantillons ont été étudiés à partir des essais triaxiaux dans des conditions non drainée sous chargement monotone pour deux densités relatives distinctes (15% et 45%) et avec trois valeurs de pression de confinement (100kPa, 200kPa et 300kPa).

Les résultats obtenus seront utilisés pour analyser l'effet de la teneur en fines sur le comportement mécanique du sol et aussi l'effet des caractéristiques granulométriques sur la résistance au cisaillement résiduelle.

VI.2. Essais de compression non drainée

Plusieurs essais triaxiaux dans des conditions non drainés ont été réalisés sur le sol naturel recueilli sur place à deux profondeurs 1 et 4m et sur des échantillons de sable limoneux reconstitué en faisant varier la teneur en fines de 0% à 50%.

VI.2.1. Essais triaxiaux sur le sol naturel à 1 m et 4 m de profondeur

Les figures VI.1 et VI.2 montrent les différents essais triaxiaux à chargement monotone non drainés sur les échantillons de sable naturel prélevés à 1 m et 4 m de profondeur pour deux différentes densités relatives (17 % et 43 %) avec différentes teneurs en fines (6,2 % et 14,7 %) et les trois pressions de confinement 100 ,200 et 300 kPa .

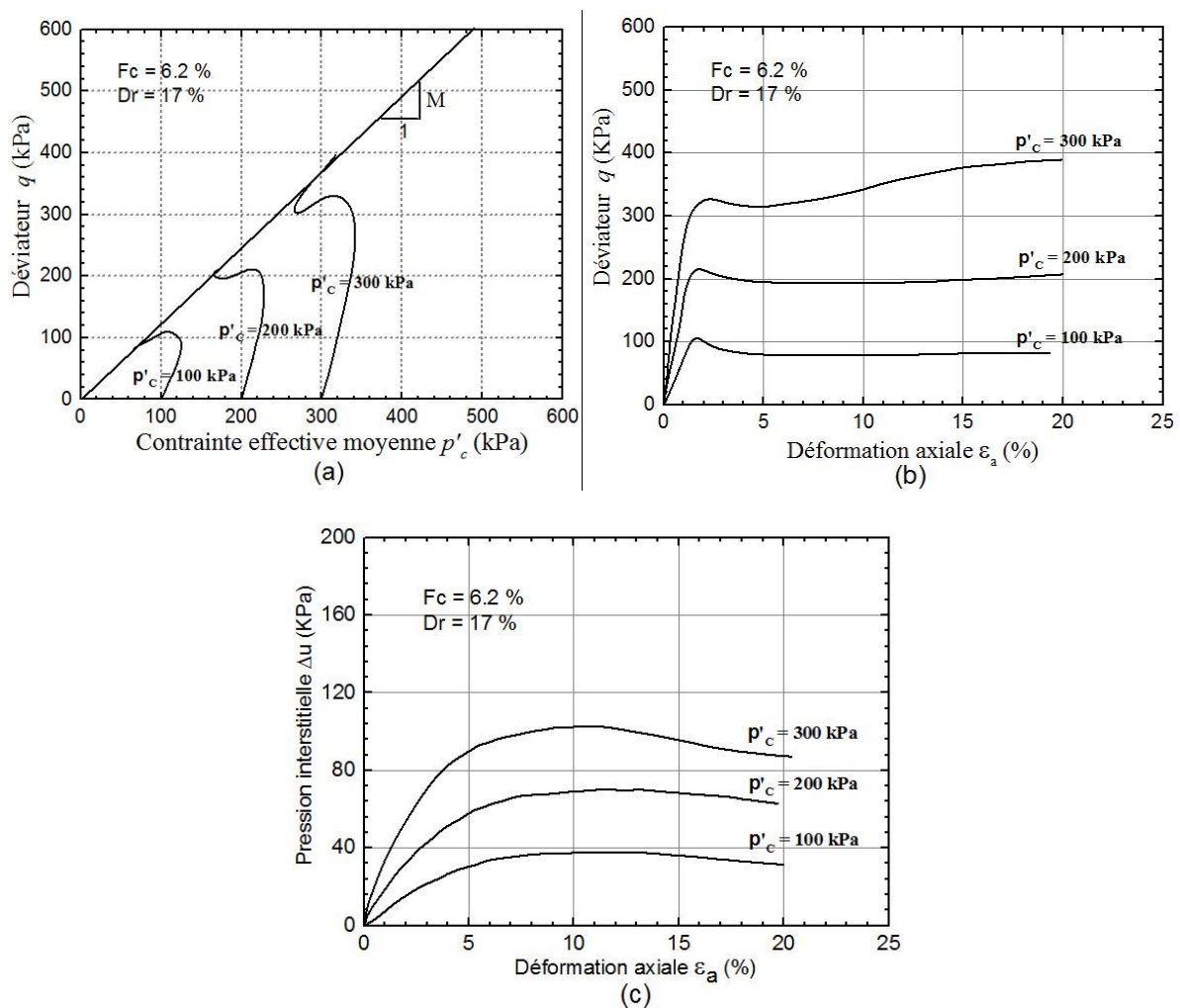


Fig VI.1. Résultats d'essai de compression non drainée sur sable naturel à 1m de profondeur. a) chemins des contraintes (p', q) ; b) déviateur des contraintes en fonction de déformation axiale (q, ϵ_a) ; c) pression interstitielle en fonction de déformation axiale ($\Delta u, \epsilon_a$)

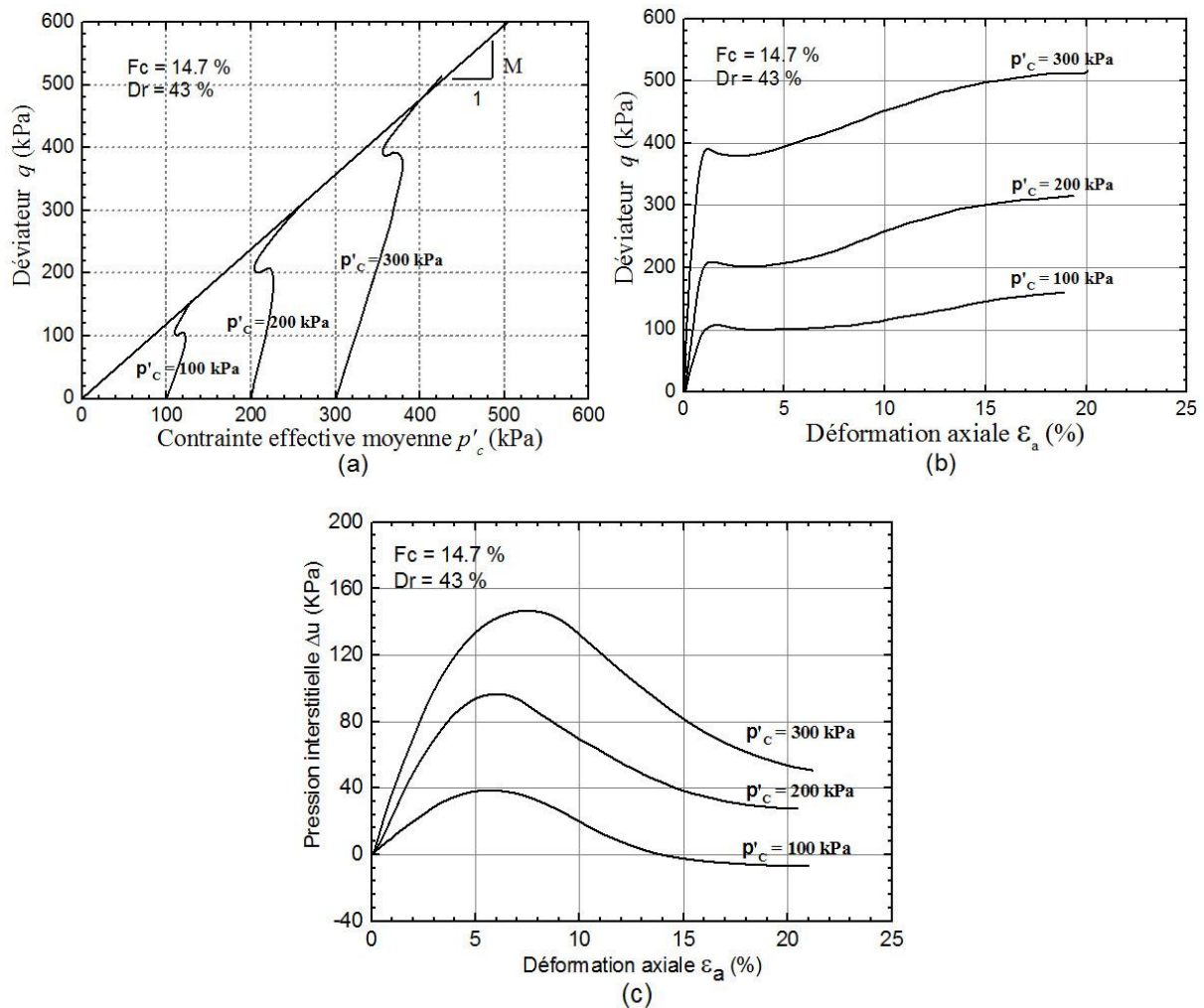


Fig VI.2 Résultats d'essai de compression non drainé sur sable naturel à 4m de profondeur. a) chemins des contraintes (p' , q) ; b) déviateur des contraintes en fonction de déformation axiale (q , ϵ_a) ; c) pression interstitielle en fonction de déformation axiale (Δu , ϵ_a)

On note d'après ces résultats (Figures VI.1a et VI.1b) que l'augmentation de la fraction des fines conduit à une augmentation de la pression interstitielle de l'eau (Figures VI.1c et VI.2c). L'augmentation de cette pression interstitielle induit une réduction de la contrainte effective et par conséquent une réduction de la résistance au cisaillement d'où la susceptibilité à la liquéfaction des mélanges (Figures VI.1b et VI.2b). Les chemins de contrainte dans le plan (p', q) montre bien le rôle de l'augmentation des fines dans la réduction de la pression effective moyenne et du déviateur maximal (Figures VI.1a et VI.2a). La figure VI.3 montre la déformation d'un échantillon cisailé après un essai de cisaillement au triaxial dans les conditions non drainées.

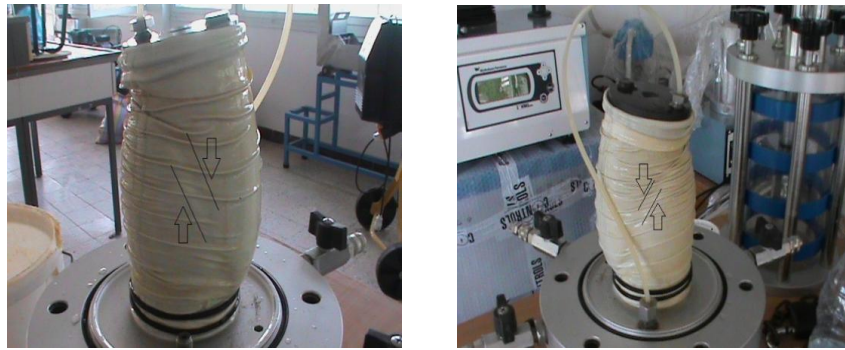


Fig VI.3 Echantillon déformé d'après un essai triaxial non drainé $Dr = 15.76\%$, $p'_c = 300$ kPa, $F_c=15\%$.

VI.2.2. Essais triaxiaux sur le sol reconstitué

Pour comprendre le comportement au cisaillement du sol étudié, un ensemble d'essais triaxiaux non drainés à chargement monotone ont été réalisés sur un sol reconstitué avec des teneurs en fines variant entre 0 et 50%. Les résultats de ces essais sont présentés dans les figures VI (4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10) pour deux densités relatives (15 % et 45 %) et trois pressions de confinement 100, 200 et 300 kPa.

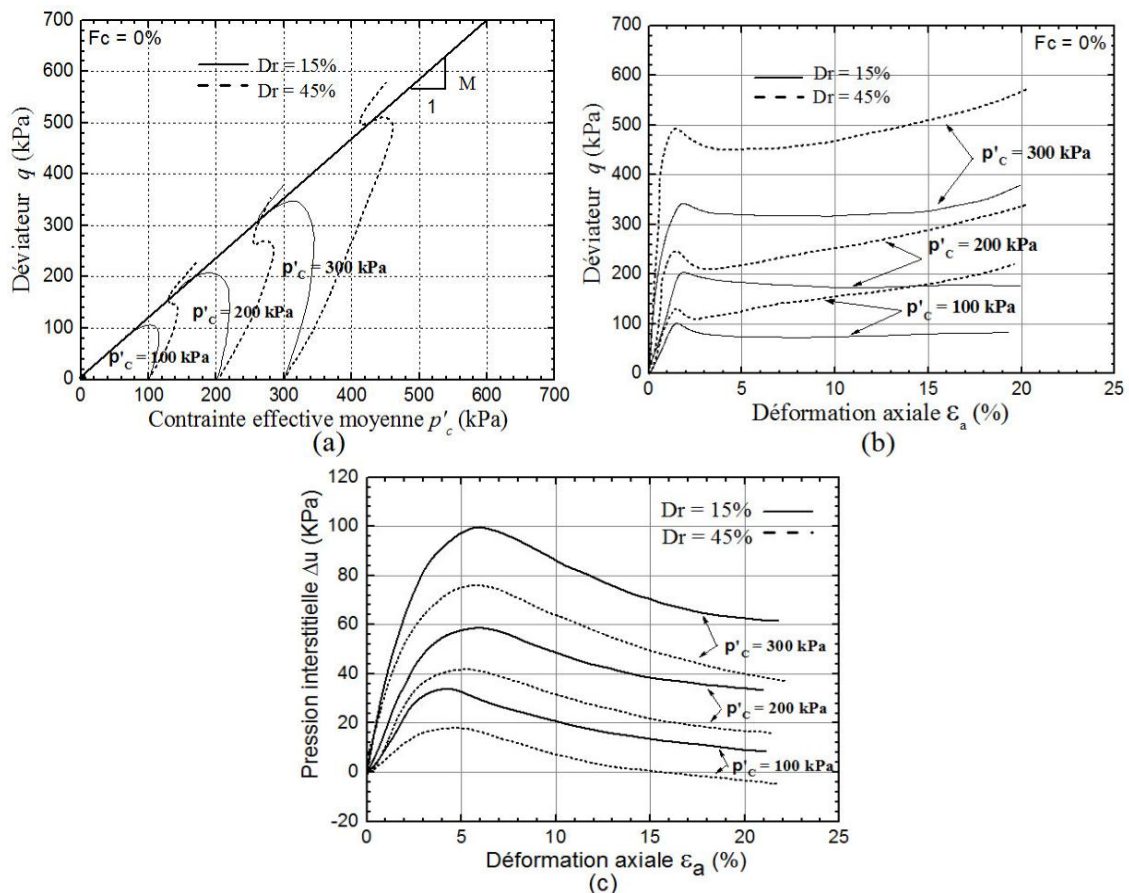


Fig VI.4 Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable propre ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c=0\%$)

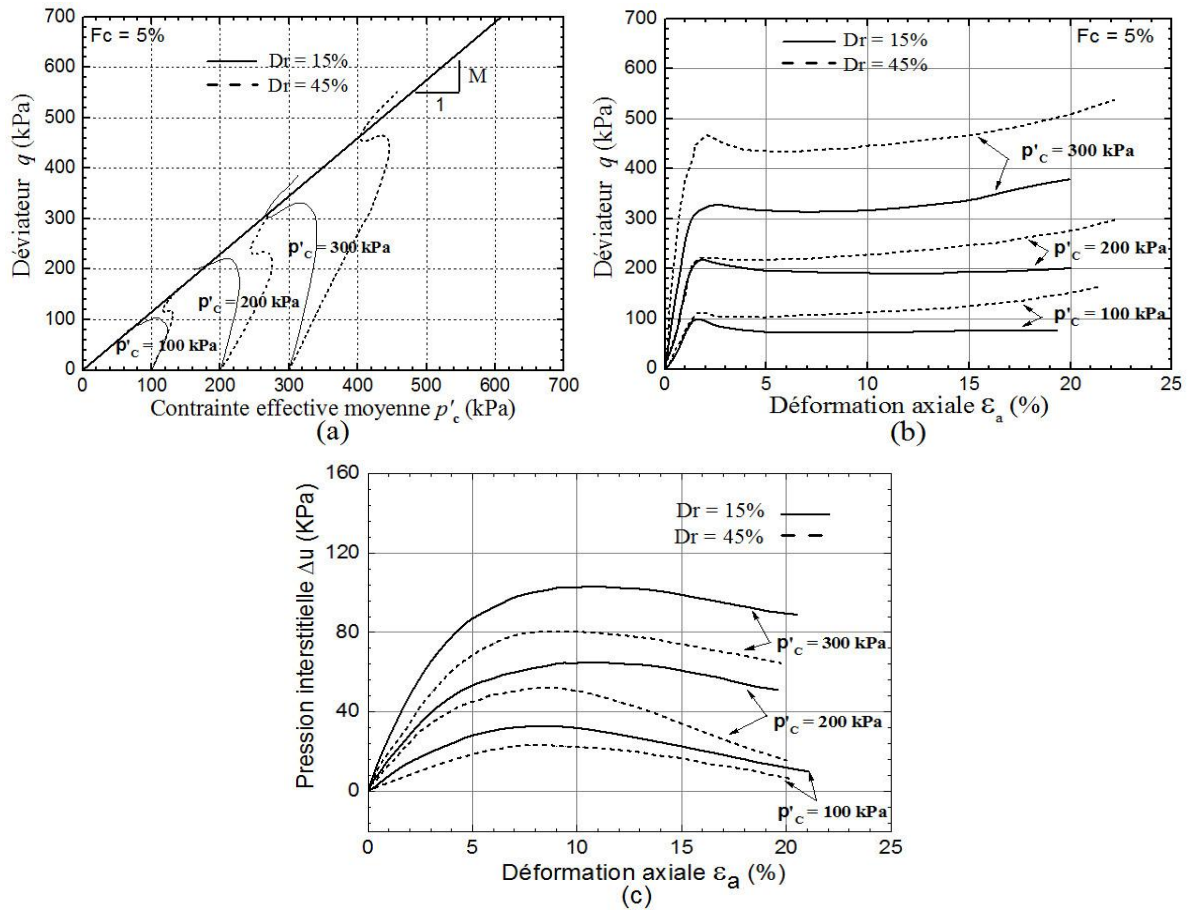
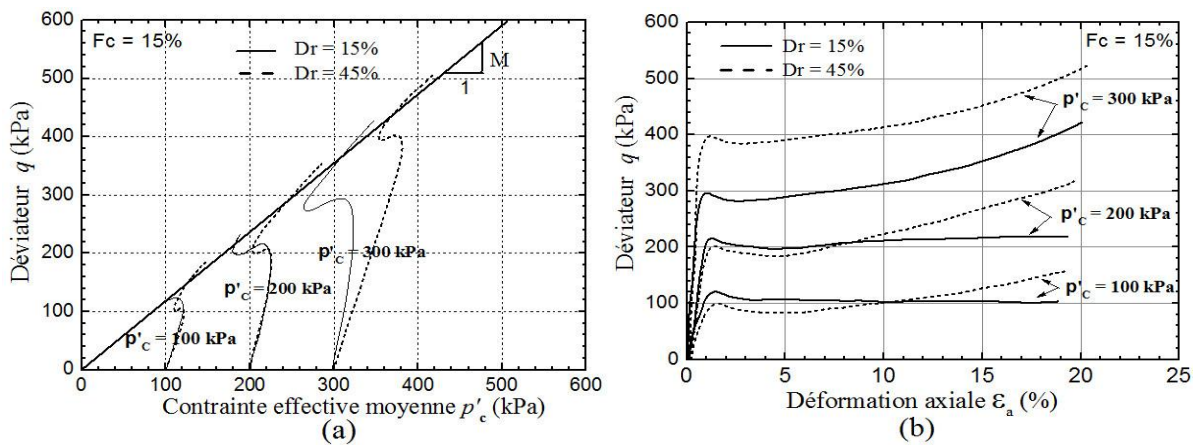


Fig VI.5 Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable reconstitué ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 5\%$)



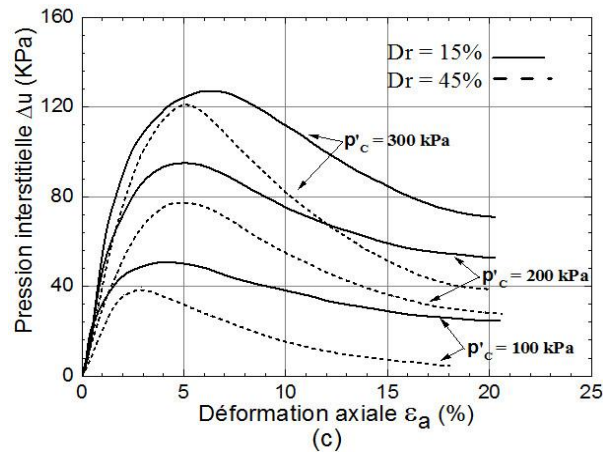


Fig VI.6 Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable reconstitué ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 15\%$)

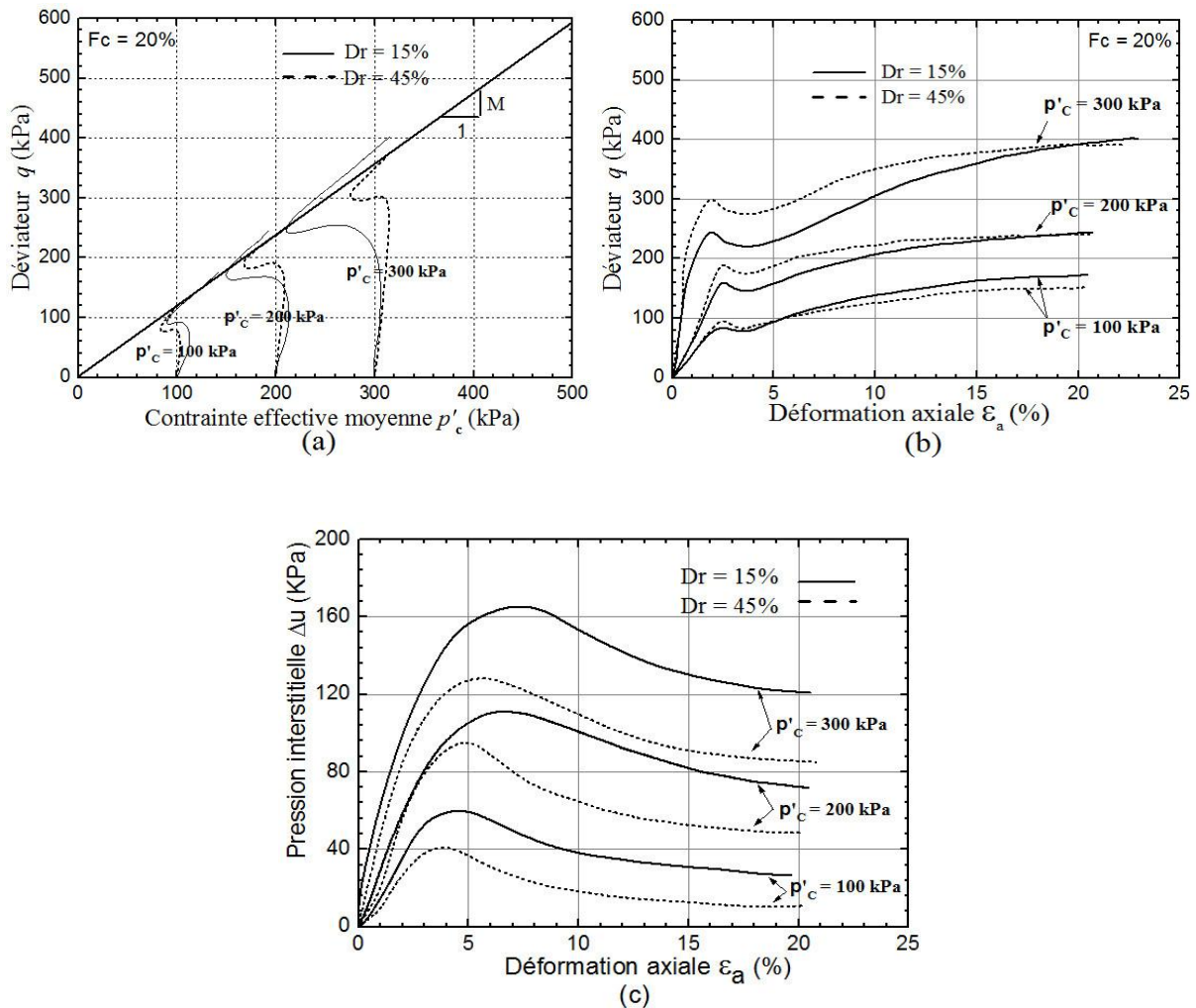


Fig VI.7 Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable reconstitué ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 20\%$)

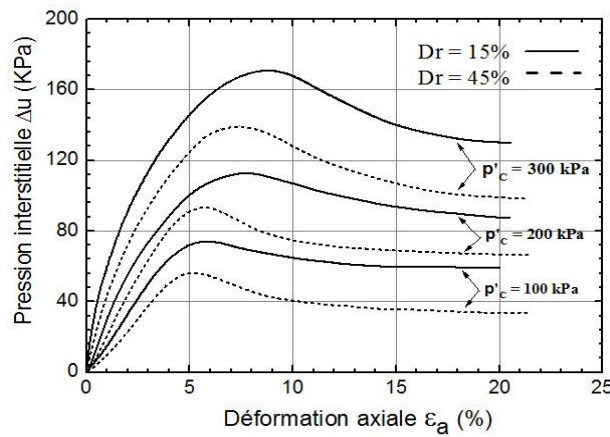
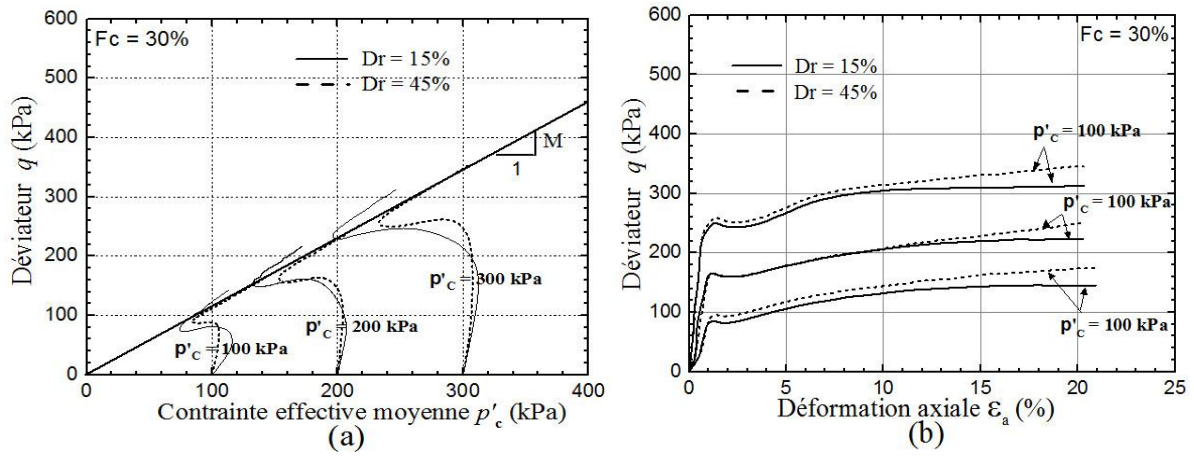
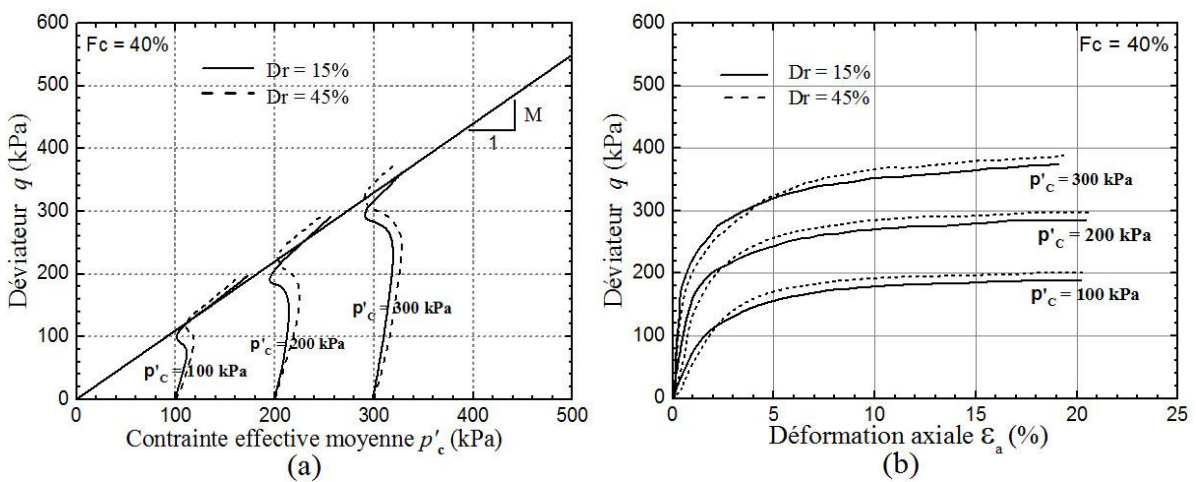


Fig VI.8 Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable reconstitué ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 30\%$)



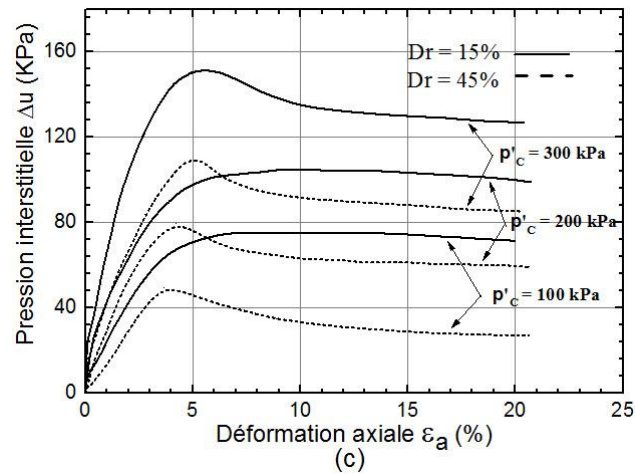


Fig VI.9 Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable reconstitué ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 40\%$)

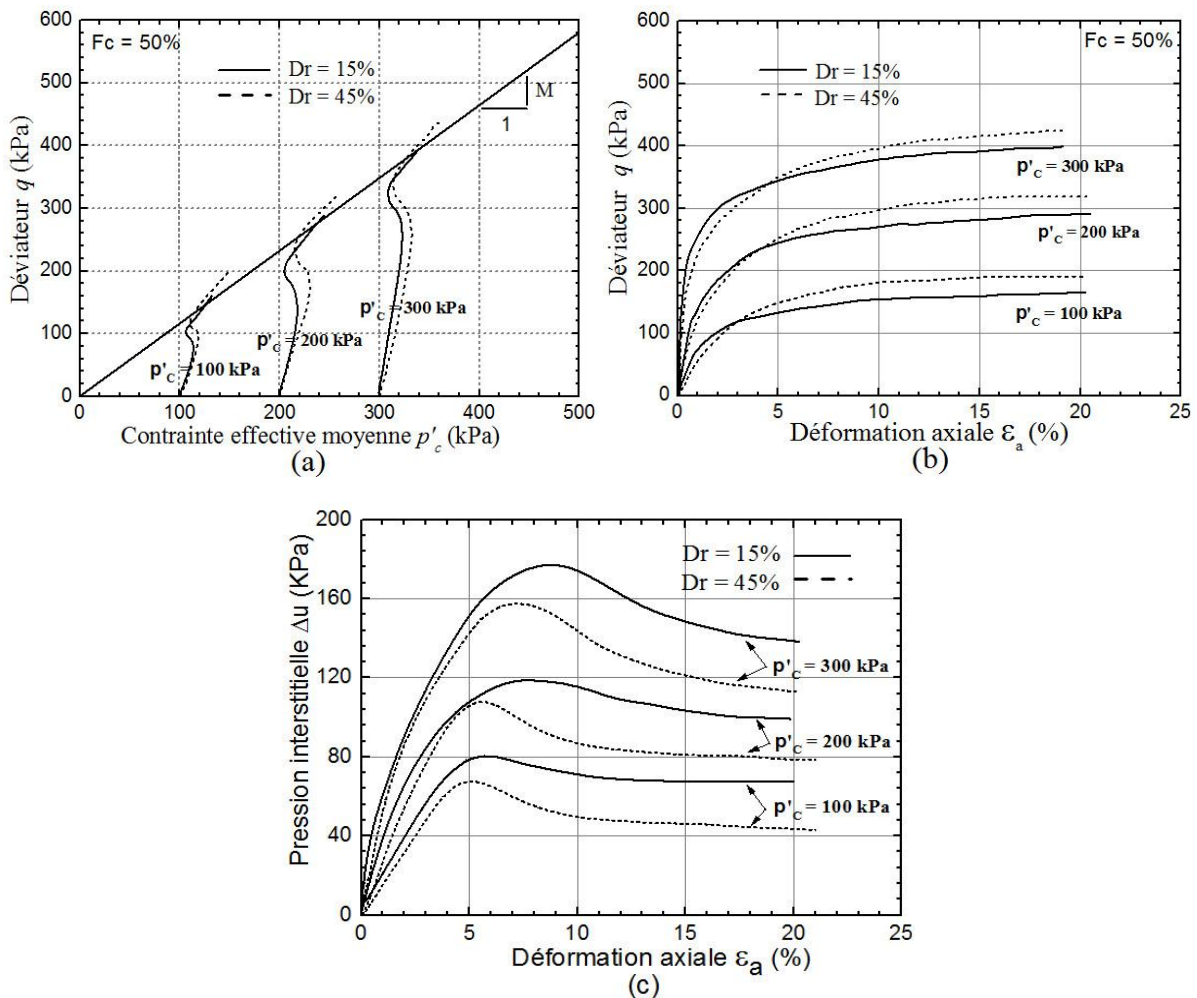


Fig VI.10 Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur sable reconstitué ($Dr = 15$ et 45% ; $F_c = 50\%$)

D'après les résultats ci-dessus, il est observé pour les sols lâches et moyennement denses et pour des teneurs en fines comprises entre 0% et 30%, une phase de contractance à partir de 2% de déformation axiale suivie d'une phase de dilatance, tandis que pour les échantillons ayant une teneur en fines supérieures à 30%, seule la phase de dilatance est observée.

On peut observer clairement que l'augmentation de la teneur en fine de 0% à 30% conduit à une diminution de déviateur de contrainte q . Cette diminution peut être expliquée par le rôle des fines dans la réduction de la dilatance du sol et amplifier la phase de contractance. On remarque aussi que la résistance à la liquéfaction du sol augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et de la densité relative.

On note d'après ces résultats un comportement d'instabilité en moyennes déformations, suivi d'un regain de résistance en grandes déformation, ce qui nous conduit à une liquéfaction limitée (Belhouari et al., 2015).

VI.3. Influence de la teneur en fines sur le comportement mécanique du sol reconstitué

Les figures VI.11a, VI.11b et VI.11c montrent l'influence de la fraction des fines (0% à 50%) sur le comportement mécanique du sable-limon reconstitué à une pression de confinement initiale de 100 kPa pour une densité relative de 15%. On note que l'augmentation de la fraction des fines conduit à une augmentation de la pression d'eau. Cette augmentation résulte du rôle des fines dans l'augmentation de la contractance du mélange sable-limon. L'augmentation de la pression interstitielle conduit à une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent à une réduction de la résistance du mélange au déviateur comme l'illustre la Figure VI.11b. Le chemin de contrainte dans le plan (p' , q) montre bien le rôle de l'augmentation des fines dans la réduction de la pression moyenne effective et du déviateur maximal.

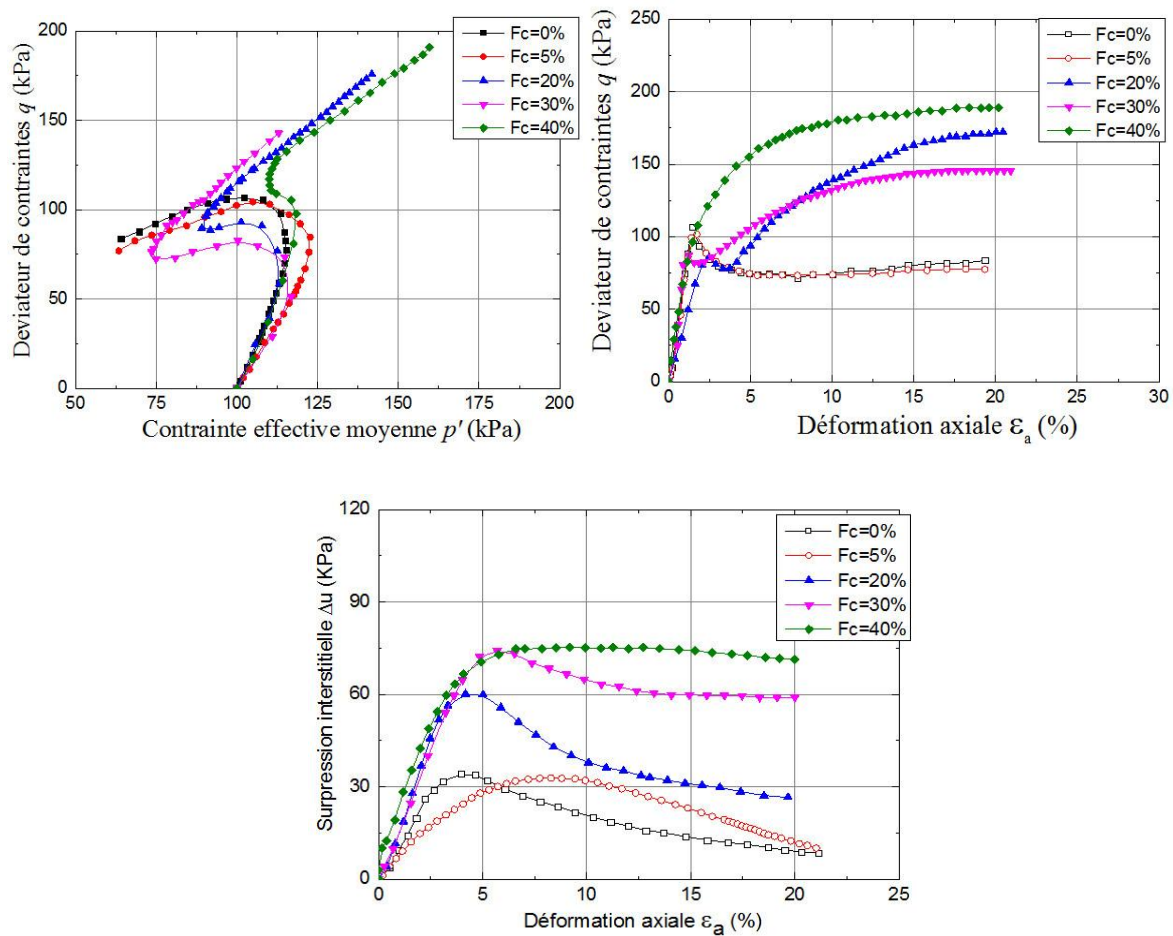


Fig VI.11 Résultat d'essai de Compression triaxial non drainée sur le mélange sable-limon ($Dr = 15\%$; $\sigma'_3 = 100$ kPa)

VI.4. Influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques M et ϕ_s

Les figures représentant les chemins de contraintes dans le plan (p', q) ont permis la détermination des paramètres M (la pente de la droite d'état critique) et ϕ_s (angle de frottement interne). Pour un essai de compression, le paramètre M est relié à l'angle de frottement interne du sol par la relation (VI.1) suivante :

$$\sin \phi = (3 M) / (6 + M) \quad (\text{VI.1})$$

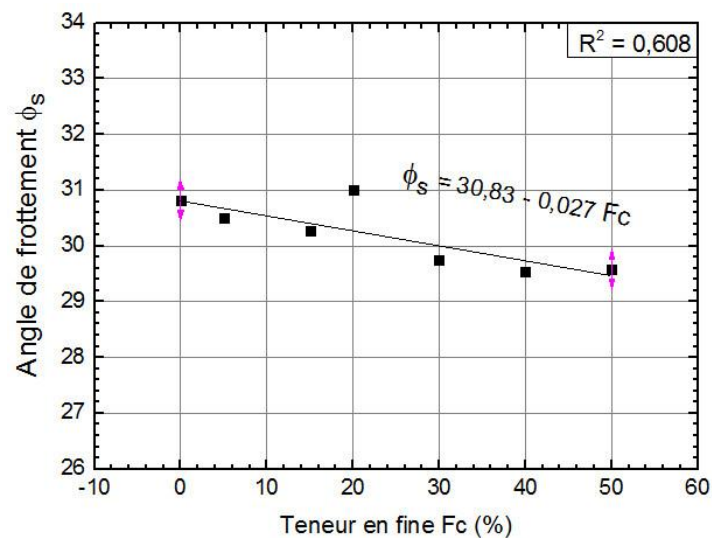
Les essais triaxiaux monotones non drainés montrent que l'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de l'angle de frottement des mélanges sable-limon (l'angle de frottement décroît de 31° à 29° quand la fraction des fines croît de 0 à 50%).

Le tableau VI.1 présente les valeurs de deux paramètres M et ϕ_s .

Tableau VI.1 Les valeurs des paramètres M et ϕ_s du sol reconstitué

Matériaux	F_c (%)	ϕ_s (°)	M
Sable propre	0	31,445	1,236
Sable limoneux	05	30,625	1,222
Sable limoneux	15	30,355	1,212
Sable limoneux	20	30,930	1,244
Sable limoneux	30	29,770	1,189
Sable limoneux	40	29,335	1,180
Sable limoneux	50	29,545	1,182

Les figures VI.12 et VI.13 montrent l'évolution de l'angle de frottement et le paramètre M à la rupture en fonction de la teneur en fine F_c variant de 0 à 50% pour les chargements monotones non drainés. On note que l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de pourcentage des fines. L'angle de frottement interne passe de 31° pour $F_c=0\%$ à 29° pour $F_c=50\%$. La réduction de l'angle de frottement avec l'augmentation de la fraction des fines expliquent le rôle de la fraction des fines dans l'augmentation de la phase de contractance des sols étudiés. On peut remarquer la même tendance pour le paramètre d'état critique M .

**Fig VI.12.** Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement

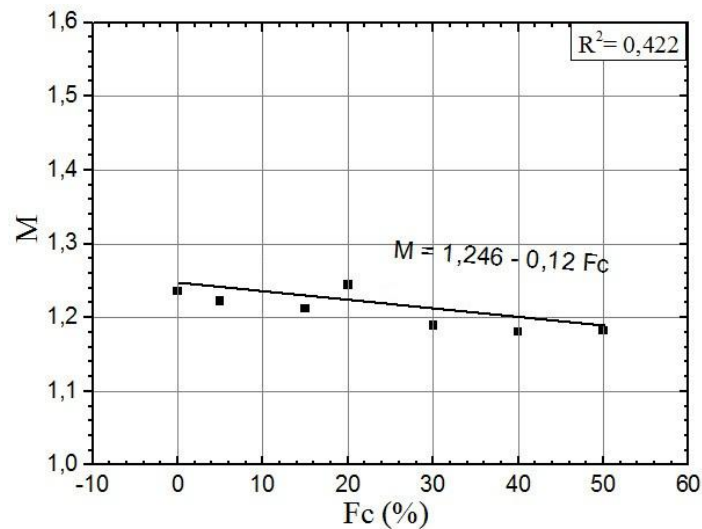


Fig VI.13. Influence de la fraction des fines sur le paramètre d'état critique M

Les figures VI.12 et VI.13 montrent que la variation de l'angle de frottement et le paramètre M en fonction des fines F_c est quasiment linéaire. La corrélation entre les différents résultats a donné les équations (VI.2) et (VI.3) suivantes :

$$\phi_s = 30,83 - 0,027 F_c \quad (VI.2)$$

$$M = 1,246 - 0,12 F_c \quad (VI.3)$$

VI.5. Influence des fines et des caractéristiques granulométriques sur le comportement mécanique

La compréhension du comportement des sols sableux impose la connaissance de l'influence de la distribution granulométrique sur les paramètres mécaniques. Les résultats d'essais effectués sur le mélange sable-limon sont présentés dans les paragraphes suivants.

VI.5.1. Influence des fines et des caractéristiques granulométriques sur la résistance résiduelle

L'influence de la granulométrie peut être traitée selon plusieurs paramètres : la forme de la courbe (coefficient d'uniformité C_u et coefficient de courbure C_c), le diamètre moyen (D_{50}), la proportion des fines.

VI.5.1.1 Influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement résiduelle

La résistance résiduelle S_{ucr} correspond à l'état de transition appelé le changement de phase (contractance-dilatance). Par convention, cette résistance au cisaillement s'appelle la résistance au cisaillement non drainée à l'état de transition de phase (Ishihara, 1993) et à l'état

caractéristique (Luong, 1978). Elle est définie par Ishihara (1993) par la relation (VI.4) suivante :

$$S_{ucr} = (q/2) \cos\phi_s = (M/2) \cos\phi_s (p') \quad (\text{VI.4})$$

Où q , p' et ϕ_s représentent le déviateur de contrainte ($\sigma_1 - \sigma_3$), la contrainte effective moyenne principal $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ et l'angle de frottement respectivement.

Le tableau VI.2 présente les résultats de la résistance de cisaillement résiduelle et au pic en fonction des caractéristiques granulométriques et la teneur en fines. L'analyse est limitée pour une pression de confinement de 300 kPa, pour des teneurs en fines variant de 0 à 50% et pour deux densités relatives ($Dr = 15\%$ et 45%).

Tableau VI.2 Résistance au cisaillement résiduelle en fonction des caractéristiques granulométrique et teneur en fines pour une pression de confinement $p'_c = 300$ kPa.

Matériaux	F_c (%)	D_{50} (mm)	C_u	C_c	Dr (%)	ϕ_s (°)	q_{pic} (kPa)	S_{ucr}/P_c'	Observation
Sable propre	0	0,339	1,704	1.073	15	30,83	349.10	0,45	Contractance
					45	32,06	497.36	0,63	/ dilatance
Sable limoneux	5	0,331	1,983	1.194	15	30,50	336.89	0,45	Contractance
					45	30,73	467.60	0,62	/ dilatance
Sable limoneux	15	0,317	32,303	16.558	15	30,27	296.80	0,40	Contractance
					45	30,44	402.47	0,55	/ dilatance
Sable limoneux	20	0,307	37,102	16.441	15	31,01	257.58	0,31	Contractance
					45	30,85	310.67	0,39	/ dilatance
Sable limoneux	30	0,283	41,797	3.418	15	29,75	248.17	0,35	Contractance
					45	29,79	258.75	0,36	/ dilatance
Sable limoneux	40	0,242	43,421	0.063	15	29,54	373,71	0,54	Dilatance
					45	29,13	387,76	0,57	
Sable limoneux	50	0,076	41,424	0.063	15	29,58	416,87	0,61	Dilatance
					45	29,51	398,81	0,58	

La figure VI.14 montre l'influence de la teneur en fines F_c sur la résistance au cisaillement résiduelle S_{ucr} . Il est observé que la résistance résiduelle diminue quasi-linéaire avec l'augmentation de la teneur en fines pour les deux états de compacité d'échantillon (lâche et moyennement dense) jusqu'à la valeur 30% de la teneur en fines. Au-delà de cette valeur, la résistance résiduelle augmente et se stabilise vers la valeur de 50% de teneur en fines.

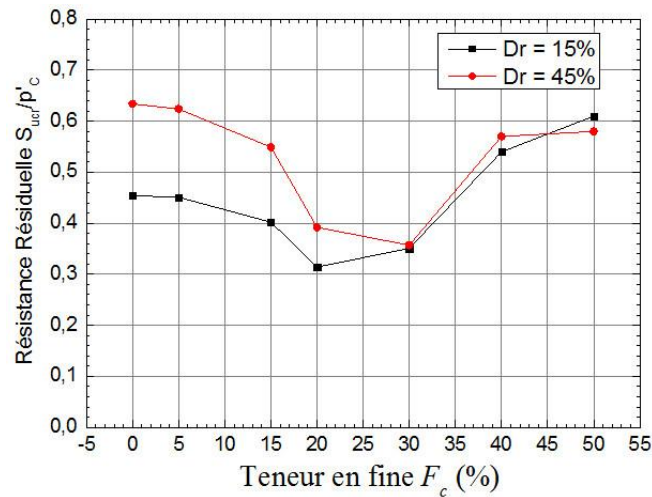


Fig VI.14 Variation de la résistance au cisaillement résiduelle avec la teneur en fines

VI.5.1.2 Effet de diamètre moyen D_{50} sur la résistance au cisaillement résiduelle S_{ucr}

La figure VI.15 montre une diminution de la résistance au cisaillement résiduelle S_{ucr} avec la diminution de diamètre moyen D_{50} et une augmentation de la teneur en fines F_c jusqu'à une valeur de 20 et 30% de fines. Au-delà de ces valeurs, la résistance résiduelle tend à augmenter avec l'augmentation de la teneur en fines. Il est observé pour les deux densités relatives 15 et 45%, une convergence des valeurs de résistance au cisaillement résiduelles pour des valeurs élevées de la teneur en fines. Ce comportement peut être interprété à ce que l'augmentation de la teneur en fine peut induire un comportement contractant du mélange sable-limon.

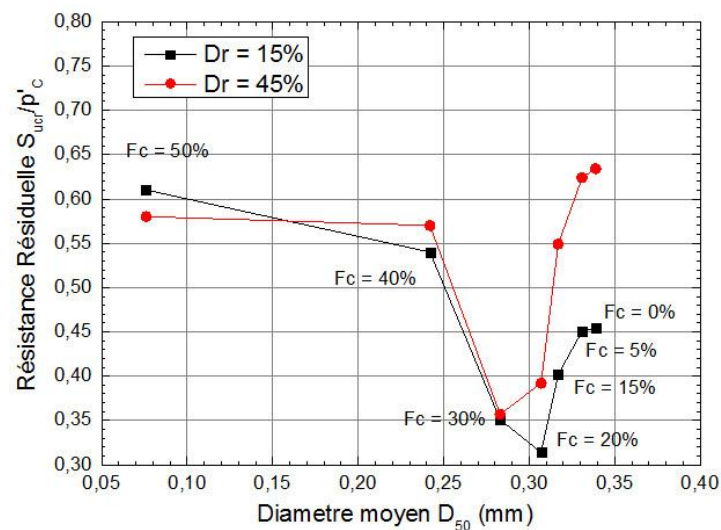


Fig VI.15 Variation de la résistance au cisaillement résiduelle avec diamètre moyen et la teneur en fine

VI.5.1.3 Effet de coefficient d'uniformité et de courbure sur la résistance au cisaillement résiduelle

L'effet du coefficient d'uniformité C_u sur le comportement mécanique des échantillons est représenté sur la Figure VI.16. On peut observer une diminution de la résistance au cisaillement résiduelle S_{ur} avec l'augmentation de coefficient d'uniformité jusqu'à des valeurs de 20 et 30% de fines. Au-delà de ces valeurs, la tendance de la résistance résiduelle est inversée.

La figure VI.17 montre que la résistance au cisaillement résiduelle S_{ur} diminue avec l'augmentation du coefficient de courbure C_c jusqu'à 15% de teneur en fines. Au-delà de cette valeur, elle diminue fortement avec une très légère diminution du coefficient de courbure jusqu'à 20% de teneur en fines puis elle augmente jusqu'à la teneur en fines de 50%.

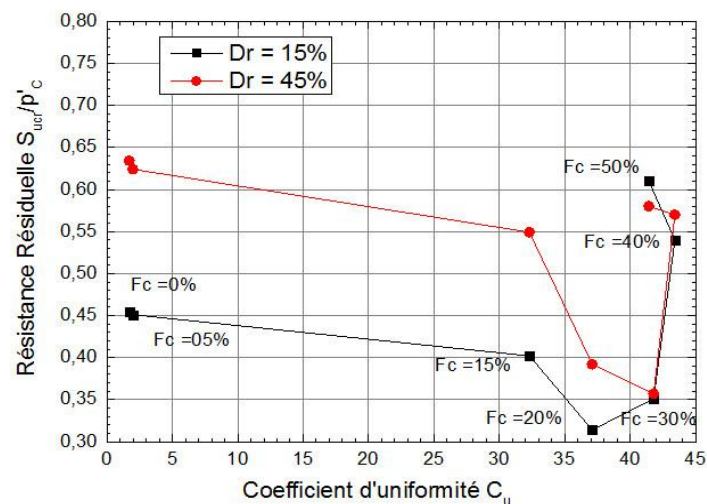


Fig VI.16 Variation de la résistance au cisaillement résiduelle avec coefficient d'uniformité et la teneur en fine

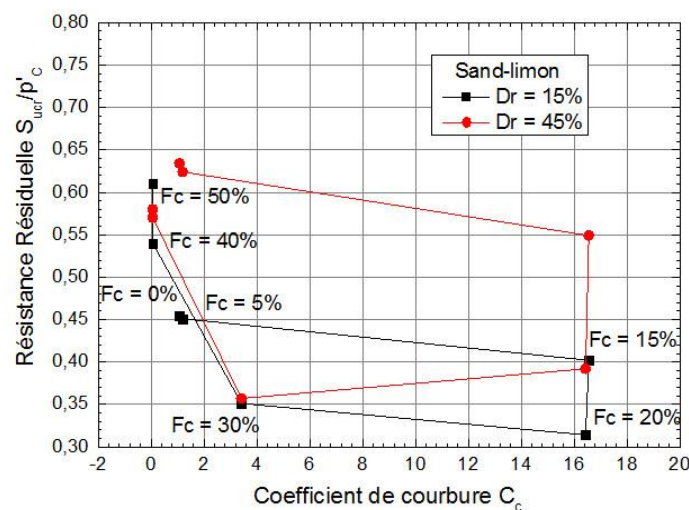


Fig VI.17 Variation de la résistance au cisaillement résiduelle avec coefficient de courbure et la teneur en fine

VI.5.2. Influence des fines et des caractéristiques granulométriques sur la résistance au pic

VI.5.2.1 Influence de la teneur en fines sur la résistance au pic

La figure VI.18 montre l'influence de la teneur en fines F_c sur la résistance au pic q_{pic} . On note ici la même tendance que la résistance résiduelle, une diminution de la résistance au pic quasiment linéaire avec l'augmentation de la teneur en fines F_c pour les deux états de compacité (lâche et moyennement dense) jusqu'à la valeur 30% de la teneur en fines. Au-delà de cette valeur, elle augmente et se stabilise vers la valeur de 50% de teneur en fines.

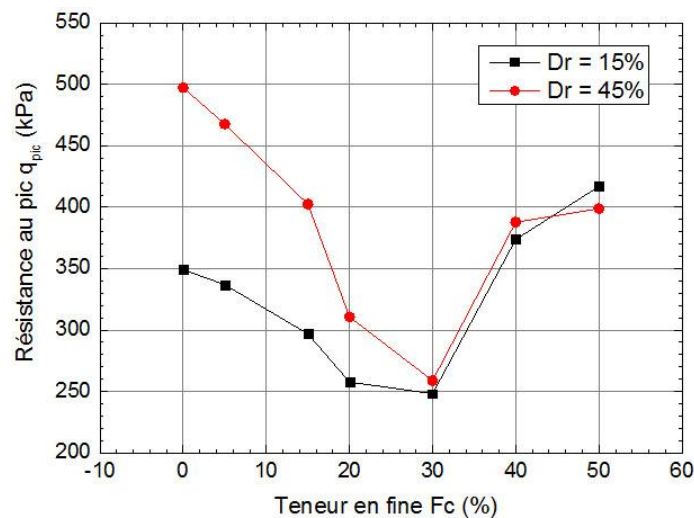


Fig VI.18 Variation de la résistance au pic avec la teneur en fines

VI.5.2.2 Effet de diamètre moyen D_{50} sur la résistance au pic

La figure VI.19 montre le même effet du diamètre moyen D_{50} sur la résistance au cisaillement résiduelle, une diminution linéaire de la résistance au pic q_{pic} avec la diminution de D_{50} et une augmentation de la teneur en fines F_c jusqu'à une valeur de 20 et 30% de fines. Au-delà de ces valeurs, la résistance au pic tend à augmenter avec la diminution de D_{50} et l'augmentation de la teneur en fines pour les deux densités relatives 15 et 45% où il est remarqué la convergence des valeurs des résistances au pic. Ce comportement peut être interprété à ce que l'augmentation de la teneur en fines peut induire un comportement contractant du mélange sable-limon.

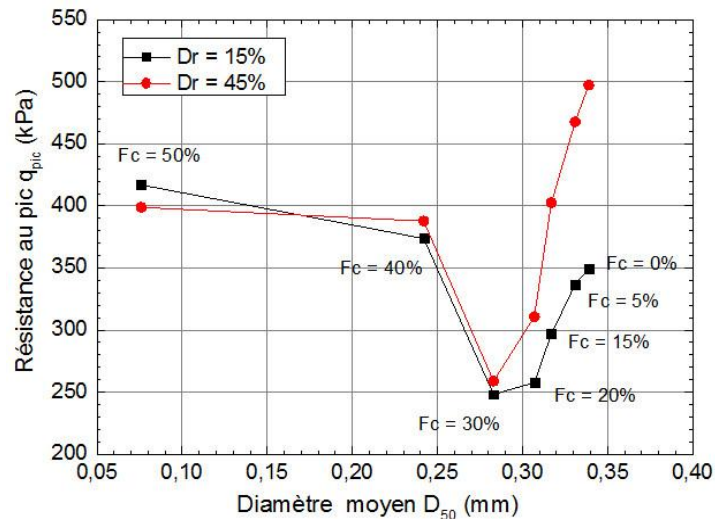


Fig VI.19 Variation de la résistance au pic avec diamètre moyen et la teneur en fine

VI.5.2.3 Effet des coefficients d'uniformité et de courbure sur la résistance au pic

Il est représenté dans les figures VI.20 et VI.21 l'effet des coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c sur le comportement mécanique des échantillons. La même observation peut être notée pour l'effet de ces coefficients sur la résistance au cisaillement résiduelle. La figure VI.20 montre une diminution de la résistance au pic q_{pic} avec l'augmentation de coefficient d'uniformité C_u jusqu'à des valeurs de 20 et 30% de fines. Au-delà de ces valeurs, la tendance de la résistance au pic est inversée.

La figure VI.21 montre que la résistance au pic q_{pic} diminue avec l'augmentation du coefficient de courbure C_c jusqu'à 15% de teneur en fines. Au-delà de cette valeur, elle diminue fortement avec une très légère diminution du coefficient de courbure jusqu'à 30% de teneur en fines puis elle augmente jusqu'à la teneur en fines de 50%.

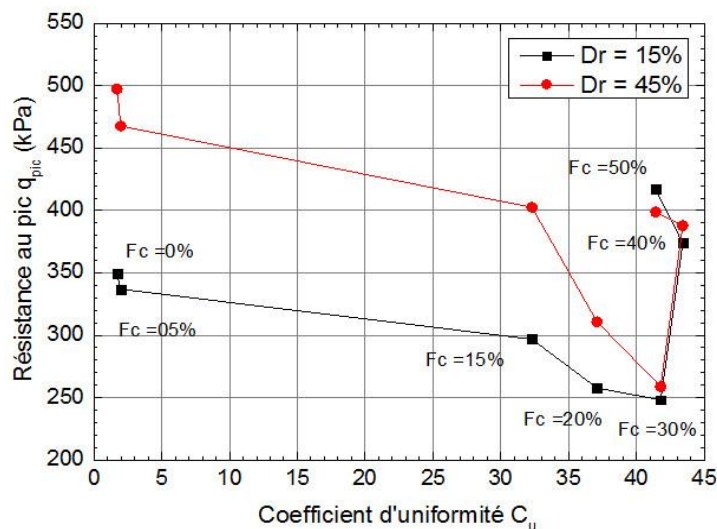


Fig VI.20 Variation de la résistance au pic avec coefficient d'uniformité et la teneur en fine

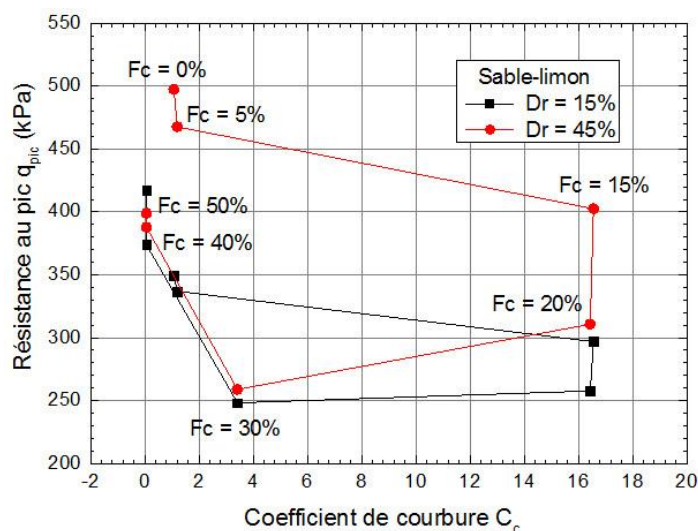


Fig VI.21 Variation de la résistance au pic avec coefficient de courbure et la teneur en fine

VI.6. Conclusion

De nombreuses études rapportées dans la littérature ont produit différentes réponses à la question sur l'effet de la teneur en fines sur le comportement des sols sableux vis-à-vis de la liquéfaction.

Nous avons conclu que les résistances au cisaillement résiduelles et au pic diminuent avec la diminution du diamètre moyen D_{50} et avec l'augmentation de la teneur en fine jusqu'à la valeur 30%. La même tendance peut être observée sur l'effet de coefficient d'uniformité C_u . Ce phénomène est expliqué par le fait que, par l'augmentation de la teneur en fine dans

l'intervalle 0-30%, les grains fins de limon positionnés entre les grains de sable, modifient la structure de sable et diminuent l'indice des vides, en conséquence, la pression interstitielle de l'eau augmente avec la diminution des résistances résiduelles et au pic. Il a été observé que, pour une teneur en fines supérieur à 30%, le phénomène aura une tendance inversée.

L'influence des fines sur le comportement non drainé du mélange sable-limon est observée pour les faibles teneurs en fines (0% et 30%). Ces résultats ont montré que la résistance au cisaillement diminue jusqu'à un certain seuil de la teneur en fines de l'ordre de 30% puis elle augmente jusqu'à la valeur de 50%. Ces résultats sont en accord avec les observations de (Lade et Yamamuro, 1997) ; (Yamamuro et Convert, 2001) et (Bouferra et Shahrour, 2004).

Il est noté d'après les résultats obtenus, qu'il existe un comportement d'instabilité en moyennes déformations, suivi d'un regain de résistance en grandes déformation, ce qui nous conduit à dire qu'on est en face d'un phénomène de liquéfaction limitée.

Conclusion générale et Perspective

Plusieurs études ont permis de mieux comprendre le phénomène de la liquéfaction ainsi que les méthodes pour caractériser les matériaux qui y sont susceptibles. D'autres recherches ont permis d'établir des méthodes pour prévenir la liquéfaction ou en limiter les effets. Ces travaux ont surtout portés sur les sols sableux et limoneux.

Ce travail de recherche consiste à étudier la résistance au cisaillement d'un sol sableux vis-à-vis de la liquéfaction. C'est une investigation expérimentale qui a pour but de caractériser le comportement du sable issu de la partie nord de la ville de Mostaganem exactement dans le site de kharrouba en déterminant ses caractéristiques de résistance et de déformabilité. Le choix de ce site a été motivé, notamment, en raison qu'il est plus proche de la mer où le sol est généralement saturé donc le risque de liquéfaction est majeur. En outre, il se trouve sur des couches géologiques de sable et de limon saturé vulnérables à l'instabilité mécanique.

Le programme d'essais en laboratoire a permis d'obtenir les courbes contrainte-déformation axiale et pression interstitielle-déformation axiale typique de ce sable et a permis d'établir l'ensemble des points d'état critique (la ligne d'état critique LEC et la ligne de consolidation isotrope)(plan $\log p'-e$). Une fois les conditions en place déterminées dans le plan ($\log p'-e$), le potentiel de liquéfaction pourra être évalué.

Des nombreuses études rapportées dans la littérature ont produit des réponses variables et quelques fois contradictoires à la question sur l'influence de certains paramètres en particulier l'augmentation de la teneur en fines sur le comportement des sols sableux.

Dans le présent travail, une étude expérimentale a été réalisée comme une tentative de répondre à cette question. Une série de tests triaxiaux non drainés à chargements monotones a été effectuée sur des échantillons naturels et reconstitués saturés pour le mélange sable-limon avec des teneurs en fines allant de 0 à 50%, deux densités relatives initiales (15 et 45%) et avec trois valeurs de pression de confinement (100kPa, 200kPa et 300kPa).

L'analyse des résultats a été utilisée dans le contexte de concept d'état critique et la susceptibilité à la liquéfaction des sables. Il est présenté dans ce qui suit les principales conclusions issues de ce travail :

L'influence des fines sur le comportement non drainé du mélange sable-limon est observée pour les faibles teneurs en fines (0% et 30%). Les résultats ont montré que la résistance au

cisaillement diminue jusqu'à un certain seuil de la teneur en fines de l'ordre de 30% puis elle augmente jusqu'à la valeur de 50%. Ces résultats sont en accord avec les observations de (Lade et Yamamuro, 1997) ; (Yamamuro et Convert, 2001) et (Bouferra et Shahrour, 2004).

Clairement, il est observé que l'augmentation de la teneur en fine de 0% à 30% conduit à une diminution de déviateur de contrainte q . Cette diminution peut être expliquée par le rôle des fines dans la réduction de la dilatance du sol et amplifier la phase de contractance. On remarque aussi que la résistance à la liquéfaction du sol augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement et de la densité relative.

Les résistances au cisaillement résiduelles et au pic diminuent avec la diminution du diamètre moyen D_{50} et avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à la valeur 30%. La même tendance peut être observée sur l'effet de coefficient d'uniformité C_u . Ce phénomène est expliqué par le fait que, par l'augmentation de la teneur en fines dans l'intervalle 0-30%, les grains fins de limon positionnés entre les grains de sable, modifient la structure de sable et diminuent l'indice des vides, en conséquence, la pression interstitielle de l'eau augmente avec la diminution des résistances résiduelles et au pic. Il a été observé que, pour une teneur en fines supérieure à 30%, le phénomène a une tendance inversée.

Il existe un comportement d'instabilité en moyennes déformations, suivi d'un regain de résistance en grandes déformation, ce qui nous conduit à dire qu'on est en face d'un phénomène de liquéfaction limitée.

Les résultats expérimentaux montrent que le confinement et la densité initiale affectent d'une manière très significative la résistance à la liquéfaction du sol. En effet cette dernière augmente avec la pression de confinement et la densité.

Le potentiel de liquéfaction des sols peut être atténué avec des procédés d'amélioration et de renforcement de sol soit en les densifiant, soit en les drainant, soit remplissage des vides (injection), soit enfin, en combinant certaines de ces actions.

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers. On sait que l'augmentation du degré de consolidation est liée à l'augmentation de la contrainte effective dans le sol, ce qui peut être obtenu par une augmentation de la contrainte totale et une diminution de la pression interstitielle. Au préalable, il est nécessaire de réduire l'indice des vides, le degré de saturation et d'augmenter la densité, le degré de consolidation par des

méthodes notamment le compactage dynamique, vibrocompactage et les colonnes ballastées (Le vibrocompactage, et le compactage dynamique utilise la vibration et le refoulement pour densifier les sols (état plus dense). La colonne ballastée combine ces actions : le compactage du sol par vibration et refoulement, le drainage et la diminution de la contrainte de cisaillement dans le sol).

Les expériences ont montrées que la diminution de degré de saturation est améliorée dans tous les types de matériaux pulvérulents par l'utilisation des drains verticaux et les colonnes ballastées. Ils sont utilisés pour l'amélioration de sols fins saturés en eau (ex : terrains silteux ou argileux). Ils permettent non seulement d'augmenter considérablement leur vitesse de consolidation, mais de faciliter l'évacuation de l'eau interstitielle à la surface, ce qui permet une consolidation rapide du sol. Dans une zone sismique, ils peuvent réduire le risque de liquéfaction du sol.

L'objectif consiste à évaluer le potentiel de liquéfaction du sol de Kharrouba et d'étudier ses caractéristiques mécaniques afin d'opter pour la technique d'amélioration la plus adéquate qui peut diminuer ou éliminer le risque d'instabilité en cas de sollicitations mécaniques statiques ou dynamiques générant un développement de la pression interstitielle. La diversité des méthodes de traitement concerne notamment la densification et la diminution de la saturation. Ces techniques regroupent le compactage dynamique, les colonnes ballastées, les drains verticaux et le vibrocompactage. Ces premières ont pour but l'augmentation de la capacité portante du sol et de réduire le risque de liquéfaction du sol.

En perspective, il est très recommandé de compléter ce programme expérimental par des essais cycliques en laboratoire et in situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction de ce sol dans la région de Kharrouba (Mostaganem). Cette évaluation nous permettra de faire un meilleur choix de la méthode de traitement à adopter.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Alba P, Seed H.B et Chan C.K. (1976). «Sand liquefaction in large scale simple shear tests», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, N° GT Septembre, pp. 909-927.
- 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 et Qi G.Z. (2000). «Liquefaction testing of stratified silty sands», Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, vol. 126 (3), pp. 208-217.
- Andrus R.D et Stokoe K.H. (1997). «Liquefaction resistance based on shear wave velocity», Proceedings, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, NCEER-97-0022, Buffalo, NY, pp.89-128.
- Andrus R.D et Stokoe K.H. (2000). «Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity», Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(11): 1015-1025.
- Arab A. (2008). Comportement des sols sous chargement Monotone et Cyclique. Thèse de Doctorat en Sciences. Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf d'Oran.
- Arab A. (2009). Comportement monotone et cyclique d'un sable limoneux. C. R. Mécanique 337 (2009) 621–631
- Arab A et Belkhatir M. (2012). «Fines Content and Cyclic Preloading Effect on Liquefaction Potential of Silty Sand»: A Laboratory Study; University of Chlef (Algerie), p47-64.
- Arab A et Shahrour I. (2010). «Étude en laboratoire de l'influence de la densité relative sur le potentiel des sables». Étude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative .pp 9.
- Bahda F. (1997). Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- Been et Jefferies. (1985). « A state parameter for sands». Géotechnique, ICE Publishing journal, Volume 35, Issue 2, 01 June 1985 , pages 99 –112. DOI : 10.1680/geot.1985.35.2.99
- Belhouari F, Bendani K, Missoum H, Derkaoui M. (2015). «Undrained Static Response of Loose and Medium Dense Silty Sand of Mostaganem (Northern Algeria) ». Arab J Sci Eng 40:1327–1342. DOI 10.1007/s13369-015-1629-6.
- Belkhatir M. (2008). Comportement des Sols Renforcés sous Chargement Dynamique (Expérimentation et Modélisation). Thèse de doctorat, Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef.

Bhatia S.K, Schwab J et Finn W.D.L. (1985). «Influence of static shear stress on the cyclic volume change behavior of Ottawa sand» in Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Proceedings of the 2nd International Conference.(Aboard the Queen Elizabeth 2, New York to Southampton).

Bouassida M et Boussetta S. (2007). Manuel de travaux pratiques de mécanique des sols. Centre de publication universitaire, 116 pages.

Bouckovalas G.D, Andrianopoulos K.I et Papadimitriou A.G. (2002). «A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands», Soil Dynamic and earthquake engineering, Vol. 23, Issue 2, pp. 115-125.

Bouferra R. (2001). Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols», Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille UST Lille, 2000, p. 110.

Bouferra R et Shahrour I. (2004). « Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand». Ground Improvement 8, No 1, Laboratoire de Mécanique de Lille (France),pp 1-5.

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

Briançon L. (2002). «Renforcement des sols par inclusions rigides ». État de l'art en France et à l'étranger. Rapport, Institut pour la Recherche Appliquée et Expérimentale en Génie Civil.

Casagrande A. (1976). «Liquefaction and cyclic deformation of sands». A critical review. Harvard Soil Mechanics Series. n° 88, Harvard University, Cambridge, Mass.

Casagrande A. (1936). «Determination of the Preconsolidation Load and its Practical Significance», Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., Vol. 3, 1936, pp. 60-64.

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

Cetin K.O, Seed R.B, Moss R.E.S, Der Kiureghian A.K, Tokimatsu K, Harder L.F, Jr., Kayen R. E, et Idriss I.M. (2000). "Field Performance Case Histories for SPT-Based Evaluation of Soil Liquefaction Triggering Hazard," Geotechnical Research Report No. UCB/GT-2000/09, University of California at Berkeley, August.

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.

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

- Chaney R.C. (1978). «Saturation effects on the cyclic strength of sand», *Earthquake Engineering and Soil dynamics*, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.
- Chang N.Y, Yeh S.T et Kaufman L.P. (1982). « Liquefaction potential of clean and silty sands», *Proc., 3rd Int. Earthquake microzonation Conf.*, Vol. 2, 1017-1032.
- Colliat-Dangus J.L, Desrues J et Flavigny E. (1986). «Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression». *Revue Française de Géotechnique*, (34) :34-55.
- Debats J.M. (2003). Descriptifs des procédés d'amélioration et renforcement de sol. GUIDE AFPS/CFMS «Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques ».
- Della N. (2010). Etude Expérimentale du Comportement à la Liquéfaction du Sol de Chlef , Thèse de doctorat, Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef. PP 82.83.
- Della N, Arab A, Belkhatir M et Missoum H. (2011). «Influence de la méthode de reconstitution d'un sable lâche sur la résistance statique à la liquéfaction». *XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil*. Tlemcen, 29 au 31 Mai 2011.
- Dhouib A. (2003a). «Comportement des fondations sur sols traités par colonnes ballastées sous charge excentrée». *Symposium International FONDSUP 2003*, ENPC/LCPC, Paris, 179-184.
- Dhouib A. (2003b). Procédés et techniques d'amélioration des sols : état des connaissances et développements actuels. *TPTECH 2003*, Paris, 11-13 mars 2003.
- Eekelen S. van, Bezuijen A, Lodder H.J et Tol A.F. van. (2012a). «Model experiments on piled embankments»- Part I, *Geotextiles and Geomembranes Vol.32*, Juin 2012, pp 69-81.
- Eekelen S. van, Bezuijen A, Lodder H.J et Tol A.F. van. (2012b). «Model experiments on piled embankments»- Part II, *Geotextiles and Geomembranes Vol.32*, Juin 2012, pp 82-94.
- Eekelen S. van, Bezuijen A et Tol A.F. van. (2013). «An analytical model for arching in piled embankments», *Geotextiles and Geomembranes Vol.39*, Août 2013, pp 78-102.
- Estrada Mejia N. (2008). Etude numérique du cisaillement des géomatériaux granulaires cohésifs : relation micro-macro, microstructure, et application à la modélisation de glissements de terrain. Thèse de doctorat l'université des sciences et Techniques du Languedoc, université de Montpellier II.
- Finn W.D.L, Bransby P.L et Pickering D.J. (1970). Effect of strain history on liquefaction of sand, *J. Soil Mechanics and Foundations Div.*, ASCE 96(SM6), 1917-1934.
- Fredlund D.G et Rahardjo H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. August 1993, New York, 544 pages.

- Gambin M. (1981). L'utilisation de la consolidation dynamique pour la réalisation du nouveau port de pêche de Sfax en Tunisie, Navires, Ports et Chantiers, 3-8.
- Gambin M. (1982). Menard dynamic consolidation, new method for improving foundation beds off-shore, Int Symp, Brugge, 3:91-95.
- Gambin M. (1998). Le compactage profond des sables, idées de base, Ground improvement 2 :33-48.
- Gambin M. (1999). «Le pénétromètre statique» 1999, Apagéo, 15 pages.
- Gambin M. (2000). Le pressiomètre. In □ Les essais in situ, coordinateurs I. Shahrour et R. Gourvès ; Hermès Sciences, Paris (Ñ paraàtre).
- Golesorkhi R. (1989). Factors influencing the computational determination of earthquake-induced shear stresses in sandy soils, Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, 395 pp.
- Habib P et Luong M.P. (1978). «Sols pulvérulents sous chargements cycliques». Séminaire Matériaux et Structures sous chargement cyclique, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- Harder, L. F., Jr. et Boulanger, R. W. (1997). «Application of K_σ and K_α correction factors» Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 167–190.
- Hettler A et Vardoulakis I. (1984). «Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus». Géotechnique, vol. 34, n° 2, pp. 183-198.
- Hight D.W, Bond A.J et Legge J.D. (1992). «Characterization of the Bothkennarclay »: an overview Géotechnique, 42, No. 2, pp 303-347.
- Holtz R et Kovacs W. (1991). «Introduction à la géotechnique». Ecole polytechnique de Montréal, Canada, 808 pages.
- Hunt R.E. (1986). Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation. New York, NY: McGraw-Hill.
- Huckert A, Reynaud S, Villard P, Auray G et Guerin O. (2015). «Approche expérimentale et analytique du dimensionnement de renforcements géosynthétique au sein de plateformes de transfert de charges sur inclusions rigides». Laboratoire 3SR : Sols, Solides Structures et Risques, UJF-INP-CNRS, Grenoble, France. p81-88.
- Hynes M.E et Olsen R.S. (1999). «Influence of confining stress on liquefaction resistance. Proc. Intl. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 145-152.
- Hyodo M, Murata H, Yasufuku N et Fujii T. (1991). « Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests», Soils and Foundations, vol. 31, N° 3, pp. 60-76.

- Idriss I.M. (1999). «An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
- Idriss I.M et Boulanger R. W. (2003a). «Estimating K_α for use in evaluating cyclic resistance of sloping ground, in Proceedings, 8th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction, Hamada, O'Rourke, and Bardet, eds., Report MCEER-03-0003, MCEER, SUNY Buffalo, NY, pp. 449–68.
- Idriss I.M et Boulanger R.W. (2003b). «Relating K_α and K_σ to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential, in Proceedings of the 2003 Dam Safety Conference, ASDSO, September 7–10, Minneapolis, MN.
- Idriss, I.M et Boulanger R.W. (2004). «Semi-Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential during Earthquakes”, Invited paper, 11th Intl. Conf. on Soil Dyn. and Eq. Eng ., and 3rd Intl. Conf. on Eq. Geotech. Eng., Jan. 7-9, Berkeley, CA, pp 32-56.
- Idriss. I.M et Boulanger R.W. (2006). «Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes .Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, 115–130.
- Idriss I.M et Boulanger R.W. (2008). «Soil liquefaction during earthquakes. Monograph series, no. MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute. University of California at Berkeley.
- Ishihara K. (1993). «Liquefaction and flow failure during earthquakes,” Geotechnique, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.
- Ishihara K & Takatsu H. (1979). « effects of over surconsolidation and K_0 conditions the liquefaction characteristics of sands», Soils and Foundations, Tokyo, Japon, PP.59-68.
- Ishihara K, Sodekawa M et Tanaka Y. (1978). « Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines», Dynamic Geotechnical testing, ASTM STP 654, pp.246-264.
- Ishihara K, Troncoso J, Kawase Y et Takahashi Y. (1980). Cyclic strength characteristics of tailings materials. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 20(4), 127-142.potential, Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, January, Publication.
- Ishihara K, Tsuchiya, H., Huang, Y et Kamada, K. (2001). «Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation. » Proc. 4th Conf. Recent Advances in Geotech. Earth. Engg., Keynote Lecture.
- Ishihara K, Tsukamoto Y et Kamada K. (2004). «Undrained behavior of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading. » Proc. Conf., Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena , 2004, p.27-39.

- James M. (2009). The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Thèse de Ph.D, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.
- Josseume H, Hleng I.O et Stemppelet J.P. (1991). «Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées -172- Mars-Avril 1991 – Réf.3565.
- Karam J.P. (2006). Etude de la rhéologie des loess du Nord de la France Application à l'évaluation de leur risque de liquéfaction. Thèse de Doctorat. École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Kempfert H.G. (2003). «Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques. Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Theory and Practice, Noordwijkerhout, Pays-Bas, VGE, p. 101 -112.
- Kevin S. (2012). Analyse non-linéaire du comportement dynamique des sols granulaires lâches. Université Laval.
- Kulhawy F.H et Mayne P.W. (1990). «Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
- Khemissa M et Magnan J.P. (2000). «Variabilité des résultants d'essais œnométriques sur 2000 – réf. 4326 – pp 41-50. L'argile molle de Guiche. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 227- juillet- aout.
- Koester J.P. (1994). «The Influence of Fine Type and Content on Cyclic Strength" Ground Failures under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication No. 44, ASCE, pp. 17-33.
- Kramer S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 653 pp.
- Kramer S.L et Stewart J.P. (2004). Chapter 4: «Geotechnical Aspects of Seismic Hazards," in Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, Y. Bozorgnia and V.V. Bertero (editors), CRC Press, 85 pages.
- Lade P.V et Duncan J.M. (1973). Cubical triaxial tests on cohesionless soil. Journal Soil Mech. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 793-812
- Lade P.V et 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 et Yamamuro J.A. (1997). « Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands », Canadian Geotechnical Journal, vol. 34, 1997, p. 905-917.
- Ladd R.S. (1978). « Preparing test specimen using under compaction», Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 1, pp. 16-23.

- Lee K.L et Fitton J.A. (1968). «Factors effecting the dynamic strength of soil. Vabration affects on Géotechnique, 10, pp. 39-53.
- Lee K.L et Seed H.B. (1967). « Dynamic strength of anisotropically consolidated sand», Soils Mechanics and foundations, divisions, ASCE, vol. 93, N° SM5, pp. 117-147.
- Liao S.S.C et Whitman R.V. (1986). «Overburden correction factors for SPT in sand, Journal of Geotechnical Engineering, 112 (3), ASCE, pp. 373-377.
- Liausou P et Pezot B. (2001). «Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé». 1Sth Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Swets & Zeitlinger, p. 1613-1618.
- Luong M.P. (1978). «Etat caractéristique du sol». CR. Académie des Sciences, Paris, 287, B, pp. 305-307.
- Luong M.P. (1978). «Comportement cyclique des sols pulvérulents». Compte-rendu Académie des Sciences, Série B, t. 287, 1978.
- Magnan J.P. (1983). Théorie et pratique des drains verticaux, Technique et documentation, Lavoisier, Paris, livre, 334 p.
- Magnan J.P et Pilot G. (1988). «Amélioration des sols». C 255. Traité Construction, volume C2I.
- Martin G.R, Finn W.D.L et Seed H.D. (1978): « Effects of system compliance on liquefaction tests», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, NGT4.
- Ménard L. (1974). Un procédé de consolidation : le pilonnage intensif. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, n° 320.
- McCarthy D.F. (2007). Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics (7e édition). Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.
- Mitchell J.K. (1981). «Soil Improvement: State-of-the-Art», pp.509-565 in Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 4, A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands.
- Mitchell J.K et Tseng D.J. (1990). «Assessment of Liquefaction Potential by Cone Penetration Resistance ». Proc., H.B. Seed Memorial Symposium, bitech publishers Vancouver. Vol. 2, 335-350.
- 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. liquefaction», ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279.

- Moss R. (2003). CPT-Based Probabilistic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Initiation, Ph.D. thesis, University of California at Berkeley.
- Moss R.E.S, Seed R.B, Kayen R.E, Stewart J.P, Der Kiureghian A et Cetin K.O. (2006). «CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential», *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 132(8), 1032–051.
- Mullilis J.P, Townsend F.C et Horz R.C. (1978). « Triaxial testing techniques and sand liquefaction», ASTM STP 654, *Dynamic Geotechnical Testing*, pp. 265-279.
- NCEER. (1997). Summary report, Proceedings, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, NCEER-97-0022, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 1-40.
- Nicolas P. (2010). Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique. École polytechnique de Montréal. 356 pages.
- Ohsaki Y. (1969). « The effects of local soil Conditions upon Earthquake Damage». Proceedings Specialty Session No. 2, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico, pp. 3-32.
- Olsen R.S et Koester J.P. (1995). «Prediction of Liquefaction Resistance Using the CPT». Proceedings, CPT '95 -International Conference on Cone Penetration Testing, Linköping, Sweden.
- Olson S.M et Stark T.D. (2003). «Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena » : Proceedings of the International Conference, Bochum, Germany, p216.
- Pecker A. (1984). *Dynamique des sols*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées Paris. France.
- Pecker A et Teyssandier J.P. (1998). «Seismic design for the foundations of the Rion-Antirion Bridge». Proc. Institution of Civil Engineers, *Geotechnical Engineering*, 131, pp. 4-11, paper n° 11311.
- Poulos S.J. (1981). «The steady state of deformation», *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol.107 (GT5), pp.553-562.
- Poulos, S.J, Castro G et France J.W. (1985). «Liquefaction Evaluation Procedure», *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 111, No. GT6. *Dynamic and Earthquake Engineering*, 71(7), pp.373-397.
- Poulos, S. J., Robinsky, E.I et Keller T.O. (1985). «Liquefaction Resistance of Thickened Tailings», *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.*, Vol. 111, No. GT12.
- Queyroi D., Chaput D et Pilot G. (1985). «Amélioration des sols de fondation, choix des méthodes d'exécution». Note d'information technique du Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports. Editions du LCPC. 53p. ISSN 0337-1565.

- Reiffsteck P. (2008). Cours Traitement des sols, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Division Mécanique des Sols des Roches et de la Géologie de l'Ingénieur. Paris, France.
- Robertson P.K et Campanella R.G. (1985). «Liquefaction potential of sands using the CPT», *Journal of Geotechnical Engineering*, 111 (3), ASCE, pp. 384-403.
- Robertson P.K. (1990). «Soil classification using the cone penetration test». *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1): 151-158.
- Robertson P.K et Fear C.E. (1995). «Liquefaction of sands and its evaluation», keynote lecture, IS Tokyo 95, in *Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Ishihara, K. (ed.), A. A. Balkema, Amsterdam.
- Robertson P.K et Wride F.C.E. (1997). «Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT», *Proceedings, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance*, NCEER- 97 0022, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 41-88.
- Robertson P.K et Wride C.E. (1998). «Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test». *Canadian Geotechnical Journal* Vol.35, p 442 - 459.
- Saitta A. (1994). Modélisation élastoplastique du comportement mécanique des sols. Application à la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité. Thèse de doctorat. Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des sols (CERJVTES / ENPC-LCPC), l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Seed H.B. (1979a). «Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes». *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 105 (GT2), 201–255.
- Seed H.B et De Alba P. (1986). «Use of SPT and CPT tests for evaluation of the liquefaction resistance of soils», *Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering*, ASCE GSP 6, pp. 281-302.
- Seed H.B et Idriss IM. (1982). «Ground motions and soil liquefaction during earthquakes». Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute; p. 134.
- Seed H.B et 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, Idriss I.M. et Lee K.L. (1975): « Dynamics analysis of the slide in the lower San Fermondo dam during the earthquake of February 1971», *Journal Geotechnical Engineering*, division ASCE, vol. 101, GT 9, PP. 889-911.
- Seed H.B, Mori K et Chan C.K. (1975). «Influence of Seismic History on the Liquefaction Characteristics of Sands», Report No. EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, August.

- Seed H.B et 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.
- Seed R.B, Cetin KO, Moss R.E.S, Kammerer A, Wu J et Pestana J. (2001). «Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation», *Proc.*, 4th International Conference and Symposium on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Univ. of Missouri, Rolla, Paper SPL-2.
- Seed R.B, Cetin K.O, Moss R.E.S, Kammerer A, Wu J et Pestana J. (2003). «Recent advances in soil liquefaction engineering»: A unified and consistent framework. Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA.
- Schofield N et Wroth C.P. (1968). «Critical state soil mechanics». Mc Graw Hill, G.B. p. 310, ISBN 978-0641940484.
- Sherif A.M, Ishibashi I et Tsuchiya C. (1977). « Saturation effects on initial soil liquefaction», *Journal of Geotechnical Engineering Division*, *Proc. ASCE*, vol. 103, N°GT8, pp. 914-917.
- Shibata T et Teparaksa W. (1988). «Evaluation of liquefaction potential of soils using cone penetration tests», *Soils and Foundations*, 28 (2), pp. 49-60.
- Skempton A.W. (1954). « The pore pressure coefficient A and B», *Geotechnical Vol.IV*, pp. 143-147.
- Sidaner J.F. (1981). « Comportement cyclique transitoire des milieux pulvérulents», Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris.
- Skempton A.W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects of overburden pressure, relative density, particle size, ageing, and overconsolidation, *Geotechnique*, 36 (3).
- Sladen J.A, D'Hollonder R.D., Krahn J. et Mitchell D.E. (1985b). « Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides», *Canadian Geotechnical Journal.*, Vol.22, pp. 579-588.
- Suzuki Y, Koyamada K et Tokimatsu K. (1997). «Prediction of liquefaction resistance based on CPT tip resistance and sleeve friction», in *Proceedings, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Germany, Vol. 1, pp. 603-06.
- Tatsuoka F, Maeda S, Ochi K et 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, Miura S, Yoshimi Y, Yasuda S et Makihara Y. (1986b). « Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program», *Soils and foundations*», 26, 117-128.
- Tavenas F. (1979). The behaviour of embankments on clay foundations. state-of-the-art Report, 32nd Canadian Geotechnical Conference, Quebec City.

- Terzaghi K et Peck R. B. (1967). «Soil Mechanics in Engineering Practice», 2nd edn., John Wiley, NY.
- Tokimatsu K et Seed H.B. (1987). «Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking». J. Ceo. Eng. ASCE vol.113(8), pp 861-878.
- Troncoso J.H. (1990). « Failure risks of abandoned tailings dams», proceedings, Int. Symp. On safety and rehabilitation of Tailings Dams, CIGB ICOLD, Sydney, Australia, pp.34-47.
- Troncoso J.H et Verdugo R. (1985). « Silt content and dynamic behaviour of tailing sands», Proceeding 12th international conference on soil mech. and foun. Eng, San Francisco, USA, pp. 1311-1314.
- Tsuchida H. (1970). « Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits», Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japan).
- Vaid V.P. (1994). « Liquefaction of silty soils», Ground failures under seismic conditions, Geotechnical Special Publication, N°44, ASCE, New York, 1-16.
- Vaid P.Y et Finn W.D.L. (1979). « Static shear and liquefaction potential», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 107, N°GT7, pp. 1003-1008.
- Vaid P.V et Sivathayalan S. (1995). «Errors in estimates of void ration of laboratory sand specimens», Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, pp.1017-1020.
- Walker A.J. et Stewart H.E. (1989). Cyclic undrained behaviour of non-plastic and low plasticity silts (NCEER-89-0035). Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research.
- Wijewickreme D, Sanin M.V et Greenaway G. (2005). «Cyclic shear response of fine-grained mine tailings», Canadian Geotechnical Journal, 42(5), 1408-1421.
- WOOD D.M. (1992). Soil behaviour and critical state soil mechanics, Cambridge University Press, 462p.
- Xiang-Ling Li. (1999). Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état non saturé. Thèse de Doctorat en Sciences appliquées, Université de Liège.
- Yamamuro J.A et 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.
- Yang J. (2002). «Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity» Geotechnique, 52(4), p.295-298.
- Yang J, Savidis S et Roemer M. (2004). «Evaluating liquefaction strength of partially saturated sand. », Journal of Geotech. and Geoenviron.Engg., ASCE, 130(9), p.975-979.

Youd T.L et Idriss I.M. (1996). «Liquefaction of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 1996; 2001:127 (4): 297-313.

Youd T.L et Idriss I.M. (2001). «Liquefaction of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 1996; 127 (4): 297-313.

Youd T.L, Idriss I.M, Andrus R.D, Arango I, Castro G, Christian J.T, Dobry R, Finn W.D.L, Harder L.F Jr., Hynes M.E, Ishihara K, Koester J.P, Liao S.S C, Marcuson 13 W.F. III, Martin G.R, Mitchell J.K, Moriwaki Y, Power M.S, Robertson P.K, Seed R.B et Stokoe K.H II. (2001). «Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils » *J. of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, ASCE*, 127, 10, 817-833.

Yoshimi et 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.

Yoshimi Y, Tanaka K. et Tokimatsu K.b (1989). « Liquefaction resistance of partially saturated sand», *Soils and foundations*, vol.29, n°3, p.157-162.

Zanziger H et Gartung E. (2002). «Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles». *7th Int. Conf. On Geosynthetics, Nice, Swets & Zeitlinger*, 2002, p. 381-386.

Zienkiewicz O.C, Chan A.H.C, Pastor M, Schrefler B.A et Shiomi T. (1999). *Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*, by John Wiley, New York, 1999. ISBN 0-471-98285-7.

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

Les normes françaises

NF P94-051. 1993. Sols : reconnaissance et essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau –. AFNOR, 14 pages.

NF P 94-053. 1991, Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire – Méthodes de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau. AFNOR. 6 pages.

NF P 94-054. 1991. Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. Homologuée octobre 1991. AFNOR. 6 pages.

NF P 94-057. 1992. Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation. Homologuée mai 1992. AFNOR. 17 pages.

NF P 94-070. 1991. Sols : reconnaissance et essais – Essais à l'appareil triaxial de révolution – Généralités- Définitions. Homologuée octobre 1994. AFNOR. 21 pages.

Références sitagraphiques

www.keller-france.com (Keller Fondations Spéciales SAS)