



**HAL**  
open science

# Etude expérimentale de l'influence du degré de saturation sur le comportement instable du sable de Fontainebleau sous sollicitation cyclique : application aux risques de liquéfaction

Mathilde Vernay

## ► To cite this version:

Mathilde Vernay. Etude expérimentale de l'influence du degré de saturation sur le comportement instable du sable de Fontainebleau sous sollicitation cyclique : application aux risques de liquéfaction. Génie civil. Université Clermont Auvergne [2017-2020], 2018. Français. NNT : 2018CLFAC013 . tel-01936782

**HAL Id: tel-01936782**

**<https://theses.hal.science/tel-01936782>**

Submitted on 27 Nov 2018

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# Université Clermont Auvergne

**Ecole Doctorale  
Sciences pour l'ingénieur de Clermont Ferrand**

**Thèse**

*Présentée par :*

**Mathilde VERNAY**

Pour obtenir le grade de :

Docteur de l'Université Clermont Auvergne

Spécialité : Génie Civil

Etude expérimentale de l'influence du degré de saturation sur  
le comportement instable du sable de Fontainebleau sous  
sollicitation cyclique : application aux risques de liquéfaction

Soutenue publiquement le 9 Février 2018 devant le jury composé de

M. Didier MAROT, Professeur, Université de Nantes	Rapporteur
M. Antonin FABBRI, Chargé de recherche, ENTPE	Rapporteur
M. Yu Jun CUI, Directeur de recherche, ENPC/CERMES	Examineur
Mme. Nadia BENAHMED, Chargée de recherche, IRSTEA Aix-en-Provence	Examinatrice
M. Pierre BREUL, Professeur, UCA	Directeur
Mme. Mathilde MORVAN, Maitre de conférences, UCA	Co-encadrante



*A mes parents, à mon frère  
A ceux qui sont partis mais toujours là*



# Remerciements

Je tiens tout d'abord à adresser mes sincères remerciements au professeur Pierre Breul qui m'a permis de réaliser cette thèse de doctorat. Ses compétences techniques et scientifiques, ainsi que ses qualités humaines ont été autant d'éléments indispensables à la réussite de ce travail, et à mon épanouissement personnel pendant ces trois années.

J'adresse également mes plus sincères remerciements à mon encadrante Mathilde Morvan, pour son soutien sans faille, et son accompagnement tout au long de la préparation de ce travail doctoral. Ses compétences scientifiques et ses grandes qualités humaines m'ont permis de m'enrichir, autant sur le plan professionnel que personnel.

Mes remerciements vont ensuite à l'ensemble des membres du jury pour les échanges riches et constructifs lors de la soutenance, en commençant par le professeur Yu Jun Cui de l'Ecole des Ponts et Chaussées/CERMES qui m'a fait l'honneur d'accepter le rôle de président du jury, pour son accueil au sein de son équipe pendant ma thèse et pour son aide et ses conseils précieux. Au professeur Didier Marot de l'Université de Nantes et Antonin Fabbri chargé de recherche à l'ENTPE Lyon, qui ont accepté de rapporter ce mémoire. Mes remerciements vont également à Nadia Benahmed chargée de recherche à l'IRSTEA d'Aix en Provence pour ses remarques constructives lors de la soutenance, pour son accueil au laboratoire de l'IRSTEA d'Aix en Provence, et ses conseils pendant ma thèse.

Ces trois années passées au laboratoire n'auraient pas été les mêmes pour moi sans le soutien technique et moral de Gael Godi, Philippe Fargeix, Danyl Chanal et Laurent Phelippe. Merci à eux pour leur aide plus que précieuse au laboratoire, pour leur patience et leurs idées souvent miraculeuses.

Je tiens également à remercier l'ensemble de l'équipe pédagogique du département Génie Civil de Polytech. Mon expérience dans l'enseignement a été pour moi extrêmement enrichissante grâce à eux. Merci à l'ensemble du personnel de Polytech Clermont Ferrand pour leur bonne humeur, Alexia, Jacques, Jean-François et tous les autres.

A tous mes amis du bureau : Teguedy, Husam, Cesar, Bernard, Claude, Yassia, Edouard, Augustin, Elodie, Maithem, Taher, Bilal, et tous ceux qui sont passés par là... Un immense merci. Ces années n'auraient définitivement pas été les mêmes sans vous, et je suis fier d'avoir tracé un bout de chemin à vos côtés.

A mes amis de Retour à l'Ecole et d'ailleurs : Lucie, Antoine, Benjamin, Barbara et tous les autres.

Un immense merci à toutes les personnes qui m'ont aidée à un moment ou à un autre, aux épaules réconfortantes pendant les moments difficiles, et pour les « victoires » aussi.

Merci à ma famille pour son soutien infaillible.

Enfin, aux personnes à qui je dédie ce travail : mes parents, mon frère.



# Résumé

Ces travaux portent sur l'étude de l'influence du degré de saturation sur le comportement instable du sable de Fontainebleau sous sollicitations cycliques, et particulièrement vis-à-vis des risques de liquéfaction. Il s'agit d'évaluer expérimentalement le potentiel de liquéfaction d'un matériau granulaire en fonction de son degré de saturation initial. Pour cela, un cadre théorique est proposé, définissant trois zones d'états de saturation : une zone totalement saturée, dont le fluide poral est uniquement de l'eau ; une zone quasi-saturée, dont le fluide poral est constitué d'eau et d'air dissout ou occlus, et pour laquelle les effets de la succion sont négligés ; et une zone non saturée, caractérisée par une phase gazeuse continue, et des valeurs de succion positives. Les frontières du cadre théorique sont déterminées en termes de degrés de saturation. Chaque zone est ensuite investiguée expérimentalement. Une série d'essais triaxiaux cycliques est réalisée. Pour chaque essai, les conditions initiales de saturation sont fixées, et correspondent aux conditions de saturation déterminées dans le cadre théorique. Pour la zone non saturée, un équipement spécial de plaque tensiométrique est développé et mis en place au laboratoire afin d'imposer des conditions de succion initiales précises aux échantillons. Pour la zone quasi-saturée, les conditions de saturation initiale sont imposées via une courbe de calibration reliant le coefficient de Skempton B au degré de saturation, préalablement réalisée au laboratoire. Les résultats mettent en évidence que le sable de Fontainebleau liquéfie même lorsque le degré de saturation initial est inférieur à 100%. Plus particulièrement, tous les échantillons de la zone quasi-saturée montrent un état de liquéfaction totale à la fin du chargement cyclique. Les échantillons de la zone non saturée quant à eux ne montrent aucun signe de comportement instable sous l'action du chargement cyclique, pour les mêmes conditions de densité et de contrainte. Il semble donc que le schéma de répartition du fluide interstitiel joue un rôle fondamental dans le potentiel de liquéfaction d'un sable ; dans les conditions de densité et de contraintes testées ici, la phase gazeuse continue, et les valeurs de succion initiale positives permettent de préserver le matériau vis-à-vis du risque de liquéfaction. Au contraire, si la présence d'air sous forme dissout ou occlus permet de retarder le déclenchement des instabilités au sein du matériau granulaire, elle n'empêche pas la liquéfaction.

Mots clé : liquéfaction – essai triaxial cyclique – sols non saturés - succion



# Abstract

This work aims to study influence of saturation degree on unstable behavior under cyclic loading, and more specifically against risks of liquefaction. The potential of liquefaction of Fontainebleau sand is evaluated experimentally, in function of its initial degree of saturation. A theoretical frame is established, defining three areas of saturation states: a fully saturated zone, where pore fluid consists only of water; a nearly-saturated zone, where pore fluid consists of water and dissolved or occluded air, and where effects of suction are neglected; an unsaturated zone, where gaseous phase is considered as continuous, and suction is positive. Boundaries of this theoretical frame are defined in terms of saturation degree. Each zone is then experimentally investigated. Cyclic triaxial tests are performed. For each test, initial conditions of saturation are imposed, in agreement with saturation conditions parameters defined in the theoretical frame. For unsaturated zone investigation, a special equipment of Negative Water Column is developed and used in the laboratory in order to obtain initial conditions of suction in the sample. For nearly-saturated zone investigation, initial conditions of saturation are imposed through a calibration curve, linking Skempton coefficient  $B$  and saturation degree, previously obtained in the laboratory. Results show that Fontainebleau sand liquefies under cyclic loading, even when initial saturation degree is below 100%. More specifically, every sample tested on the nearly-saturated zone are in a complete state of liquefaction after cyclic loading is applied. Samples on the unsaturated zone did not show any sign of instability, under same conditions of stress applied and density. It seems that distribution pattern of pore fluids within granular material plays a major role regarding potential of liquefaction. In state of stress and density tested in this study, continuous air phase and positive suction prevent granular material from liquefaction. On the contrary, if dissolved or occluded air as a pore fluid delays the onset of instabilities and liquefaction, it does not prevent it.



# Table des matières

## Chapitre I : Etude bibliographique

I.	Généralités sur le comportement mécanique des sols .....	5
I.1	Constituants d'un sol et états de saturation .....	5
I.2	Variabilité de l'état hydrique des sols.....	5
I.3	Succion dans les sols .....	7
I.3.1	Phénomènes capillaires .....	7
I.3.2	Définition de la succion.....	8
I.4	Choix des variables d'état de contrainte .....	9
I.4.1	Concept de contrainte effective dans le cas d'un sol totalement saturé ou totalement sec.....	9
I.4.2	Variables d'état de contrainte dans le cas d'un sol partiellement saturé.....	10
I.5	Comportement drainé et non drainé.....	13
I.6	Comportement mécanique .....	13
I.6.1	Résistance au cisaillement.....	14
I.7	Comportement volumique.....	19
I.8	Etat caractéristique.....	23
I.9	Etat critique.....	23
I.10	Etude en laboratoire du comportement des sols non saturés : quelques équipements	25
I.10.1	Coefficient de Skempton.....	25
I.10.2	Pierre poreuse à haute entrée d'air.....	25
I.10.3	Méthode de la translation d'axe pour application d'une succion initiale.....	26
I.11	Bilan .....	26
II.	Liquéfaction .....	26
II.1	Instabilités .....	27
II.1.1	Concepts théoriques.....	27
II.1.2	Applications pratiques .....	28
II.1.3	Notions complémentaires : initiation de l'instabilité, perte de contrôlabilité	28
II.2	Phénomène de liquéfaction statique « vraie ».....	29
II.2.1	Mise en évidence du phénomène en laboratoire : introduction par le concept de la structure d'écoulement.....	29
II.2.2	Les différents types de comportement d'un sable soumis à un cisaillement monotone non drainé.....	30

II.3	Liquéfaction et mobilité cycliques.....	32
II.3.1	Principaux types de comportements observables sous un chargement cyclique.....	32
II.3.2	Liquéfaction sous sollicitation cyclique.....	33
II.3.3	Cas de la mobilité cyclique.....	34
II.3.4	Cas de la liquéfaction cyclique « vraie » .....	36
II.3.5	Méthodes empiriques couramment utilisées dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sables.....	42
II.4	Facteurs d'influence.....	48
II.4.1	Paramètres d'états .....	48
II.4.2	Paramètres mécaniques .....	54
II.5	Contexte règlementaire.....	60
II.6	Bilan .....	62
III.	Influence du degré de saturation sur le comportement des sols à la liquéfaction .....	63
III.1	Contexte.....	63
III.2	Quelques observations quant au potentiel de liquéfaction des sols partiellement saturés	64
III.3	Campagnes expérimentales menées sans dispositif spécialement adapté à l'étude des sols non saturés .....	65
III.4	Campagnes menées avec des dispositifs expérimentaux spécialement adaptés à l'étude des sols non saturés .....	71
III.5	Bilan .....	80

## **Chapitre II : Cadre théorique, dispositif expérimental et protocole d'essai**

I.	Problématique et objectifs.....	81
II.	Cadre théorique .....	81
III.	Démarche proposée .....	86
IV.	Dispositif expérimental et adaptations .....	86
IV.1	Dispositifs expérimentaux généraux.....	86
IV.1.1	Cellule triaxiale Bishop et Wesley.....	86
IV.1.2	Mesures locales des déformations axiale et radiale, déformation volumique	87
IV.2	Dispositifs expérimentaux spécialement développés pour les essais non saturés.....	91
IV.2.1	Pierre poreuse à haute entrée d'air.....	91
IV.2.2	Dispositif de la colonne d'eau, ou plaque tensiométrique.....	92
IV.2.3	Essais réalisables.....	94
IV.3	Amélioration du dispositif expérimental initial.....	94

IV.3.1	Etanchéité du système de chargement et de désaération de l'eau .....	94
IV.3.2	Panneau de saturation .....	95
IV.3.3	Disque rainuré.....	95
V.	Paramètres d'essais .....	96
V.1	Matériau .....	96
V.2	Gamme de densité.....	98
V.3	Méthode de reconstitution des échantillons .....	98
V.4	Pression de confinement.....	99
V.5	Fréquence et type de sollicitation.....	99
V.6	Amplitude du chargement .....	100
VI.	Définition des critères de frontière du cadre théorique .....	100
VI.1	Limite inférieure d'investigation de la zone non-saturée.....	101
VI.2	Frontière entre zone quasi-saturée et non saturée.....	101
VI.2.1	Mesure de perméabilité à l'air : méthode et du montage expérimental.....	101
VI.2.2	Mise en place du protocole expérimental.....	104
VI.2.3	Résultats .....	106
VI.2.4	Influence de l'indice des vides initial.....	109
VI.2.5	Conclusions des essais de perméabilité à l'air.....	110
VI.3	Détermination d'un paramètre expérimental pour quantifier la gamme de saturation d'investigation de la zone quasi-saturée .....	111
VI.3.1	Démarche proposée .....	111
VI.3.2	Résultats obtenus.....	111
VI.4	Conclusion .....	114
VII.	Paramètres d'essais spécifiques aux essais sur sable non saturé : contrôle du degré de saturation initial et programme expérimental.....	115
VII.1	Courbe de rétention.....	115
VII.1.1	Conditions de saturation initiales .....	116
VII.1.2	Programme expérimental.....	117

### **Chapitre III : Caractérisation du comportement mécanique du sable de Fontainebleau sous chargement monotone**

I.	Essais triaxiaux sous chargement monotone en conditions drainées .....	119
I.1	Programme expérimental.....	119
I.2	Résultats typiques .....	119
I.3	Répétabilité.....	120
I.4	Paramètres mécaniques pour le sable de Fontainebleau .....	122

II.	Essais triaxiaux sous chargement monotone en conditions non drainées .....	124
II.1	Description des essais réalisés.....	124
II.2	Première phase : essais triaxiaux monotones non drainés réalisés à l'Institut Pascal Clermont-Ferrand.....	126
II.2.1	Courbes contrainte-déformation .....	126
II.2.2	Chemins de contraintes .....	127
II.2.3	Mise en évidence de la liquéfaction statique.....	129
II.2.4	Paramètres mécaniques du sable de Fontainebleau .....	130
II.3	Deuxième phase : essais complémentaires réalisés à l'IRSTEA d'Aix en Provence .....	131
II.3.1	Description des essais réalisés.....	131
II.3.2	Courbes contrainte-déformation .....	132
II.3.3	Mise en évidence de la liquéfaction.....	134
II.3.4	Paramètres mécaniques du sable de Fontainebleau .....	135
II.4	Reproductibilité : comparaison des essais de la première phase et de la deuxième phase	137
II.5	Troisième phase : essai de référence et validation du montage des capteurs .....	138
II.5.1	Résultats .....	138
II.5.2	Solutions de fixation des capteurs envisagées, solution retenue .....	140
II.5.3	Validité des mesures de déplacements par les capteurs locaux.....	142
III.	Essais de cisaillement direct sur du sable non saturé .....	146
III.1	Protocole et description des essais réalisés .....	146
III.2	Résultats.....	146
IV.	Bilan .....	147

## **Chapitre IV : Influence du degré de saturation sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau**

I.	Rappel du cadre théorique et programme expérimental.....	149
I.1	Cadre théorique.....	149
I.2	Programme expérimental.....	150
II.	Investigation de la zone totalement saturée.....	150
II.1	Résultats typiques et résultats de référence .....	151
II.2	Répétabilité.....	153
II.3	Mise en évidence de la liquéfaction.....	154
II.4	Bilan .....	155
III.	Investigation de la zone quasi-saturée.....	156
III.1	Comportement mécanique .....	157

III.2	Instabilité et mise en évidence de la liquéfaction .....	160
III.3	Comportement volumique et évolution du degré de saturation sous le chargement cyclique.....	164
III.4	Analyses et discussions sur l'investigation de la zone quasi-saturée.....	168
III.4.1	Influence du degré de saturation initial sur le comportement mécanique et volumique : quid du risque de liquéfaction pour la zone quasi-saturée ?.....	168
III.4.2	Effets de la quasi-saturation initiale sur le phénomène de liquéfaction ....	168
III.5	Comportement volumique du matériau quasi-saturé au cours du chargement .....	171
III.6	Comportement hydro-mécanique du sable de Fontainebleau initialement soumis à des conditions de quasi-saturation : instabilités et saturation progressive, phénomènes corrélés	173
III.7	Influence de la contrainte appliquée sur le comportement du sable de Fontainebleau quasi-saturé.....	176
III.7.1	Comportement mécanique et liquéfaction.....	176
III.7.2	Couplage hydromécanique.....	178
III.7.3	Influence de la contrainte appliquée .....	179
IV.	Investigation de la zone non saturée .....	182
IV.1	Comportement mécanique du sable de Fontainebleau non saturé .....	183
IV.2	Bilan .....	188
V.	Etude de l'influence de paramètres hydromécaniques sur le comportement instable non saturé du sable de Fontainebleau.....	189
V.1	Influence de la contrainte appliquée sur le comportement du sable de Fontainebleau non saturé	189
V.2	Identification d'un comportement instable sur le sable de Fontainebleau non saturé soumis à un chargement cyclique .....	191
V.3	Influence de la succion initiale et de la quantité d'air initiale sur le comportement instable du sable de Fontainebleau .....	194
VI.	Comportement hydromécanique du sable de Fontainebleau non saturé : mise en évidence du couplage entre initiation des instabilités et évolution de la succion .....	200
VI.1	Annulation de la succion et discontinuité de la phase gazeuse .....	200
VI.2	Couplage du comportement hydromécanique et déclenchement des instabilités ? ....	202
VII.	Conclusions .....	205

## **Conclusions générales et perspectives**

I.	Conclusions générale.....	207
II.	Perspectives.....	209



# Table des figures

Figure 1 : Carte présentant les zones extrêmement arides, arides et semi-arides (D. G. Fredlund et Rahardjo 1993).....	6
Figure 2 : Représentation des sols saturés et non saturés en fonction de la continuité des phases fluides (D. G. Fredlund 1996).....	7
Figure 3 : Molécule d'eau à l'interface eau-air (Delage et Cui 2000).....	7
Figure 4 : Remontée capillaire dans un tube (Delage et Cui 2000).....	8
Figure 5 : Représentation par les cercles de Mohr d'états de contraintes pour un sol cohérent et frottant (Schlosser 1983).....	14
Figure 6 : Représentation d'un essai triaxial par le chemin de contraintes dans le plan (p',q) - Résultat d'un essai triaxial non drainé sur du sable de Toyoura (Verdugo et Ishihara 1996) ..	15
Figure 7 : Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb étendue (Gan, Fredlund, et Rahardjo 1988).....	16
Figure 8 : Résultats d'essais de cisaillement direct à succion contrôlée sur une argile de Madrid (a) résistance au cisaillement en fonction de la contrainte nette pour différentes valeurs de succions (b) résistance au cisaillement en fonction de la succion pour différentes valeurs de contrainte nette (Escario et Saez 1986).....	17
Figure 9 : Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb obtenus par des essais de cisaillement direct sur des tills glaciaires (Gan, Fredlund, et Rahardjo 1988).....	17
Figure 10 : Variation de la cohésion apparente et de l'angle de frottement avec la succion pour différents sols (Delage et Cui 2001).....	18
Figure 11 : Résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée sur du limon de Jossigny : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale (Cui et Delage 1996).....	19
Figure 12 : Représentation schématique des changements de volumes subis par un échantillon de sable: contractance dans le cas d'un échantillon initialement lâche, dilatance dans le cas d'un échantillon initialement dense (Casagrande 1940).....	20
Figure 13 : Surface d'état $e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ (Delage et Cui 2001)).....	21
Figure 14 : Résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée sur du limon de Jossigny : évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Cui et Delage 1996).....	22
Figure 15 : Résultats d'essais de consolidation à succion constante, pour différentes valeurs de succion (Kohgo, Nakano, et Miyazaki 1993).....	22
Figure 16 : Mis en évidence des réponses à l'application d'une contrainte de cisaillement différentes de trois échantillons à densités initiales différentes (Casagrande 1979).....	24
Figure 17 : Mise en évidence des différents comportements volumiques observés sur des échantillons soumis à une contrainte de cisaillement en fonction de la densité initiale (Casagrande 1979).....	24
Figure 18 : Résultats des essais triaxiaux monotones sur trois échantillons de sable à densités initiales différentes (Castro 1969).....	31
Figure 19 : Représentations schématiques des types de comportements observables sous chargement cyclique (Bahda 1997).....	33
Figure 20 : Comportement typique de mobilité cyclique tel qu'observé lors d'un essai triaxial alterné symétrique (Canou et al. 2000).....	35
Figure 21 : Comportement typique de liquéfaction cyclique vraie tel qu'observé lors d'un essai triaxial alterné symétrique (Benahmed 2001).....	38
Figure 22 : Résultats d'un essai triaxial non drainé sur du sable d'Hostun lâche, consolidé isotropiquement à 400 kPa et chargé cycliquement (Bahda 1997).....	39

Figure 23 : Résultats d'un essai triaxial cyclique non drainé sur du sable de Toyoura à déformation contrôlée (Kazama, Yamaguchi, et Yanagisawa 2000).....	41
Figure 24 : Développement de (a) liquéfaction (b) liquéfaction limitée suivie de la mobilité cyclique et (c) mobilité cyclique (Vaid et Sivathayalan 2000) .....	42
Figure 25 : Illustration de la ligne F, ou ligne d'état stable (Casagrande 1979).....	43
Figure 26 : Mise en évidence de la relation entre résultats obtenus aux SPT et dégats causés par la liquéfaction lors du séisme de Niigata, Japon, 1964 (Seed et Idriss 1982).....	46
Figure 27 : Diagramme empirique d'évaluation du potentiel de liquéfaction basé sur les résultats d'essais SPT (Seed et Idriss 1982).....	47
Figure 28 : Résultats d'essais triaxiaux drainés mettant en évidence l'influence de la densité sur le comportement drainé de sable d'Hostun (Benahmed 2001).....	49
Figure 29 : Résultats d'essais triaxiaux non drainés réalisés sur du sable d'Hostun - Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour différentes valeurs de densités (Benahmed 2001) .....	49
Figure 30 : Résultats d'essais triaxiaux non drainés réalisés sur du sable d'Hostun - Evolution des surpressions interstitielles en fonction de la déformation axiale pour différentes valeurs de densités (Benahmed 2001) .....	50
Figure 31 : Résultats d'essais de cisaillement cyclique sur du sable d'Ottawa - Mise en évidence de l'influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Vaid, Chern, et Tumi 1985).....	51
Figure 32 : Microphotographies du sable d'Hostun mettant en évidence les différentes structures granulaires obtenues en fonction de la méthode de reconstitution (a) agrégats et macropores par damage humide (b) zoom sur les macropores du damage humide et (c) empilement régulier induit par la pluviation sèche (Benahmed, Canou, et Dupla 2007).....	52
Figure 33 : Résultats de deux essais triaxiaux non drainés monotones réalisés sur du sable d'Hostun - Mise en évidence de l'influence de la méthode de reconstitution (Benahmed, Canou, et Dupla 2004).....	53
Figure 34 : Résultats de deux essais triaxiaux non drainés monotones réalisés sur du sable du Nevada, pour deux méthodes de reconstitution différentes : le damage humide (moist placement) et la pluviation sèche (dry deposition).....	54
Figure 35 : Résultats d'essais triaxiaux non drainés monotones réalisés sur du sable limoneux, pour trois méthodes de reconstitution différentes : le damage humide (MP), la pluviation sèche (DD) et la sédimentation dans l'eau (WS) (Zlatovic et Ishihara, 1997) .....	54
Figure 36 : Résultats d'essais triaxiaux monotones drainés sur du sable d'Hostun - Effet de la contrainte de confinement sur le comportement volumique (Benahmed 2001) .....	55
Figure 37 : Effets de la pression de confinement sur la valeur du déviateur des contraintes à la rupture par liquéfaction (Kramer et Seed 1988).....	56
Figure 38 : Effet de la pression de confinement pour différentes valeurs de densités relatives sur la résistance au cisaillement cyclique pour du sable d'Ottawa (Vaid, Chern, et Tumi 1985) .....	57
Figure 39 : Influence de la fréquence de chargement sur la résistance cyclique d'un sable (Yoshiaki Yoshimi et Oh-Oka 1975) .....	59
Figure 40 : Effet de la fréquence sur les résultats d'essais de cisaillement cycliques non drainés (Peacock et Seed 1968) .....	59
Figure 41 : Carte des risques sismique française. Gauche : ancienne réglementation. Droite : nouvelle réglementation .....	61

Figure 42 : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du nombre de cycles, pour trois coefficients de Skempton différents (Sherif, Ishibashi, et Tsuchiya 1977) .....	66
Figure 43 : Evolution du nombre de cycles pour atteindre 5% de déformation axiale en fonction du coefficient de Skempton (Chaney 1978) .....	67
Figure 44 : Mise en évidence des différences de comportement entre un échantillon totalement saturé et un échantillon saturé initialement à 76% (Yoshiaki Yoshimi, Tanaka, et Tokimatsu 1989).....	68
Figure 45 : Evolution du rapport de résistance à la liquéfaction en fonction du degré de saturation pour le sable de Toyoura (Yoshimi, Tanaka et Tokimatsu, 1989) .....	68
Figure 46 : Evolution du nombre de cycles pour atteindre 5% de déformation en fonction de la valeur du coefficient de Skempton B (Yoshimi, Tanaka et Tokimatsu, 1989) .....	68
Figure 47 : Evolution du rapport de contrainte cyclique pour atteindre 5% de déformation en fonction du nombre de cycles pour différents degrés de saturation (Okamura et Soga 2006) .....	70
Figure 48: Résultats des essais triaxiaux monotones réalisés sur du sable de Toyouta à différents degrés de saturation initiaux (Kamata et al. 2007) .....	72
Figure 49 : Evolution des pressions d'air et d'eau au cours d'un essais triaxial non drainé avec système d'imposition de la succion (Kazama et Unno 2007) .....	73
Figure 50 : Mise en évidence de la réduction de la contrainte effective étendue pour différents degrés de saturation sous chargement triaxial non drainé - $D_{ro} = 26\%$ (Unno et al. 2008) ....	75
Figure 51 : Mise en évidence de la réduction de la contrainte effective sous chargement triaxial cyclique non drainé pour différentes valeurs de degrés de saturation (Unno et al. 2008) .....	76
Figure 52 : Evolution du rapport de réduction de contrainte effective en fonction du degré de saturation initial (Unno et al. 2008) .....	77
Figure 53 : Evolution de la pression d'eau interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de succion initiale (Unno et al. 2006) .....	79
Figure 54: Schématisation des différents états hydriques d'un sol d'après (D. G. Fredlund 1996) .....	82
Figure 55 : Schématisation des différents états hydriques d'un sol d'après (Salager 2007) .....	83
Figure 56 : Résultats d'essais de perméabilité à l'air et à l'eau d'un sable non saturé (Delage et Cui 2000).....	84
Figure 57 : Schématisation des différents états de saturation retenue.....	85
Figure 58 : Schéma de la cellule triaxiale type Bishop et Wesley utilisée au laboratoire .....	87
Figure 59: Photos du montage des capteurs sur un échantillon (a) avant essai (b) en configuration déformée après un essai triaxial monotone.....	90
Figure 60 : Représentations 3D du dispositif de la plaque tensiométrique .....	93
Figure 61 : Vue 2D du haut de la colonne - Deux réservoirs imbriqués .....	93
Figure 62 : Montage complet du triaxial avec la colonne d'eau .....	94
Figure 63 : Panneau de saturation .....	95
Figure 64 : Disque rainuré.....	96
Figure 65: Sable de Fontainebleau .....	97
Figure 66 : Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau utilisé.....	97
Figure 67 : Système de détermination de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturés, en régime permanent (Delage et Cui 2000) .....	102
Figure 68 : Système de Yoshimi et Osterberg pour la détermination de la perméabilité à l'air (Delage et Cui 2000) .....	103
Figure 69 : Résultats d'un essai de perméabilité à l'air (Delage et Cui 2000) .....	104
Figure 70 : Photos de l'échantillon de l'ESSAI V après essai .....	106

Figure 71 : Relation linéaire entre $\ln p(t)/\ln p(0)$ et le temps - Validation du protocole expérimental.....	107
Figure 72 : Résultats des essais de mesure de perméabilité à l'air pour un indice des vides initial 0,85 – Représentation dans un repère linéaire.....	108
Figure 73 : Perméabilités représentatives de la texture du sol (Nazaroff, 1992).....	109
Figure 74 : Mise en évidence de l'influence négligeable de l'indice des vides initial sur les résultats de perméabilité à l'air.....	110
Figure 75 : Variation de volume mesurée engendrée par chaque étape du processus de saturation.....	112
Figure 76 : Courbe de calibration expérimentale B-Sr.....	114
Figure 77 : Courbe de rétention du sable de Fontainebleau obtenue au laboratoire par la méthode du papier filtre.....	116
Figure 78 : Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale - Essai triax50CDfontain.....	120
Figure 79 : Reproductibilité pour les essais drainés (a) 100 kPa de contrainte de confinement effective, (b) 200 kPa de contrainte de confinement effective et (c) 400 kPa de contrainte de confinement effective.....	121
Figure 80 : Rapport des contraintes $\sigma_1/\sigma_3$ en fonction de la déformation axiale pour l'ensemble des essais triaxiaux monotones drainés.....	122
Figure 81 : Chemins de contraintes obtenus pour tous les essais monotones drainés.....	123
Figure 82 : Représentation de l'état critique pour le sable de Fontainebleau.....	123
Figure 83 : Représentation de l'état critique pour le sable d'Hostun, d'après (Benahmed 2001).....	124
Figure 84 : Essai triax100CUfontain2.....	126
Figure 85 : Courbes contrainte-déformation pour l'ensemble des essais de la première phase.....	127
Figure 86 : Essai triax100CUfontain2.....	128
Figure 87 : Chemins de contraintes pour l'ensemble des essais de la deuxième phase.....	128
Figure 88 : Evolution des surpressions interstitielles avec la déformation axiale pour (a) l'essai triax50CUfontain (b) l'essai triax100CUfontain1 et (c) l'essai triax100CUfontain2.....	129
Figure 89 : Droite d'instabilité obtenue pour le sable de Fontainebleau.....	130
Figure 90 : Essai triax100CUfontain4.....	133
Figure 91 : Courbes contrainte-déformation pour l'ensemble des essais de la deuxième phase.....	133
Figure 92 : Evolution de la pression interstitielle avec la déformation axiale pour (a) Essai triax100CUfontain3 (b) Essai triax100CUfontain4 (c) Essai triax200CUfontain et (d) Essai triax400CUfontain.....	134
Figure 93 : Chemins de contraintes pour l'ensemble des essais de la deuxième phase.....	135
Figure 94 : Ensemble des chemins de contrainte pour la deuxième phase d'essai - Construction de la droite d'instabilité.....	136
Figure 95 : Ensemble des chemins de contraintes pour la deuxième phase d'essai - Construction de la ligne d'état stable.....	137
Figure 96 : Courbes contrainte-déformation - Comparaison entre les essais de la première et de la deuxième phase.....	137
Figure 97 : Courbe contrainte-déformation - Essai triax100CUfontaincapteurs.....	139
Figure 98 : Evolution de la pression interstitielle et de confinement avec la déformation axiale - Essai triax100CUfontaincapteurs.....	140

Figure 99 : Schémas du montage des capteurs de déplacement locaux (Brown et Snaith 1974)	141
Figure 100 : Montage des capteurs de déplacements locaux sur l'échantillon triaxial	142
Figure 101 : Courbe contrainte - déformation pour la déformation axiale globale et locale - Essai triax100CUfontaincapteurs	143
Figure 102 : Mise en évidence de la fiabilité des mesures par les capteurs locaux par rapport à l'hypothèse de la déformation volumique nulle dans un essai non drainé	143
Figure 103 : Comparaison entre les mesures locale et globale de la déformation axiale - Essai triax100CUfontaincapteurs	144
Figure 104 : Comparaison des valeurs de la déformation radiale calculée théorique et mesurée	145
Figure 105 : Déformation volumique mesurée par les capteurs locaux - Essai triax100CUfontaincapteurs	145
Figure 106 : Résultats des essais de cisaillement direct réalisés sur des échantillons de sable sec et de sable humide	147
Figure 107 : Cadre théorique - Critères quantitatifs	149
Figure 108 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles - Essai_Sat_1	151
Figure 109 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles - Essai_Sat_1	152
Figure 110 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles - Essai_Sat_1 & Essai_Sat_2	153
Figure 111 : Evolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale - Essai_Sat_1 & Essai_Sat_2	153
Figure 112 : Chemins de contraintes - Essai_Sat_1 & Essai_Sat_2	155
Figure 113 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles pour (a) Essai_Quasi_Sat_1, (b) Essai_Quasi_Sat_2, (c) Essai_Quasi_Sat_3	158
Figure 114 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles pour (a) Essai_Quasi_Sat_1, (b) Essai_Quasi_Sat_2, (c) Essai_Quasi_Sat_3	158
Figure 115 : Evolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale pour (a) Essai_Quasi_Sat_1, (b) Essai_Quasi_Sat_2, (c) Essai_Quasi_Sat_3	159
Figure 116 : Chemin de contraintes pour (a) Essai_Quasi_Sat_1, (b) Essai_Quasi_Sat_2, (c) Essai_Quasi_Sat_3	161
Figure 117 : Evolution du rapport de pressions avec le nombre de cycles pour (a) Essai_Quasi_Sat_1, (b) Essai_Quasi_Sat_2, (c) Essai_Quasi_Sat_3	163
Figure 118 : Evolution du rapport de pressions pour Essai_Sat_1	163
Figure 119: Evolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles pour (a) Essai_Quasi_Sat_1, (b) Essai_Quasi_Sat_2, (c) Essai_Quasi_Sat_3	165
Figure 120 : Evolution du degré de saturation avec le nombre de cycles pour (a) Essai_Quasi_Sat_1, (b) Essai_Quasi_Sat_2, (c) Essai_Quasi_Sat_3	167
Figure 121 : Position du cycle critique en fonction du degré de saturation initial	169
Figure 122 : Rapport CRqs/CRsat en fonction du degré de saturation initial	169
Figure 123 : Evolution du rapport de pressions en fonction du nombre de cycles - Bilan essais saturés et quasi-saturés	170
Figure 124 : Mise en parallèle de la génération de surpressions interstitielles avec la déformation volumique pour (a) Essai_Quasi_Sat_1, (b) Essai_Quasi_Sat_2, (c) Essai_Quasi_Sat_3	172
Figure 125 : Evolution du degré de saturation en fonction du nombre de cycles - Bilan des essais de la zone quasi-saturée	173

Figure 126 : Mise en parallèle du développement de la déformation axiale et du degré de saturation en fonction du nombre de cycles - Essais de la zone quasi-saturée .....	175
Figure 127 : Caractérisation du comportement mécanique pour l'essai Essai_Quasi_Sat_4 (a) Déviateur des contraintes en fonction du nombre de cycles, (b) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles (c) Chemin de contraintes, (d) Déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale.....	177
Figure 128 : Comportement hydromécanique de l'échantillon de l'essai Essai_Quasi_Sat_4 (a) Evolution du rapport de pression et de la déformation volumique avec le nombre de cycles, (b) Evolution de la déformation axiale et du degré de saturation avec le nombre de cycles.....	178
Figure 129 : Essai_Sat_3 - Comportement mécanique (a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction du nombre de cycles (b) Evolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles .....	180
Figure 130 : Evolution du rapport de pressions - Essai_Sat_3 .....	180
Figure 131 : Influence de la contrainte appliquée (a) Cycle critique en fonction de la contrainte appliquée (b) Rapport du cycle critique quasi-saturé sur cycle critique saturé en fonction de la contrainte.....	182
Figure 132 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles - Essai_Non_Sat_1 - Succion initiale 2 kPa - Palier 70 kPa .....	183
Figure 133 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles - Essai_Quasi_Sat_2 - Succion initiale 3 kPa - Palier 70 kPa.....	184
Figure 134 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles - Essai_Non_Sat_1 - Succion initiale 2 kPa - Palier 70 kPa .....	184
Figure 135 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles - Essai_Non_Sat_2 - Succion initiale 3 kPa - Palier 70 kPa .....	185
Figure 136 : Evolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles pour (a) Essai_Non_Sat_1 et (b) Essai_Non_Sat_2 - Palier 70 kPa.....	187
Figure 137 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles et amplitude consigne du déviateur des contraintes appliqué - Essai_Non_Sat1 - Succion initiale 2 kPa .....	190
Figure 138 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles et amplitude consigne du déviateur des contraintes appliqué - Essai_Non_Sat_2 - Succion initiale 3 kPa .....	191
Figure 139 : Evolution (a) du déviateur des contraintes et de (b) la déformation axiale en fonction du nombre de cycles - Essai_Non_Sat_1 - Succion initiale 2 kPa .....	192
Figure 140 : Evolution (a) du déviateur des contraintes et de (b) la déformation axiale en fonction du nombre de cycles - Essai_Non_Sat_2 - Succion initiale 3 kPa .....	193
Figure 141 : Comportement contrainte-déformation pour (a) Essai_Non_Sat_1 et (b) Essai_Non_Sat_2 .....	193
Figure 142 : Evolution de l'indice des vides avec le nombre de cycles pour (a) Essai_Non_Sat_1 et (b) Essai_Non_Sat_2 .....	196
Figure 143 : Evolution du degré de saturation avec le nombre de cycles pour (a) Essai_Non_Sat_1 et (b) Essai_Non_Sat_2 .....	196
Figure 144 : Mesure du déplacement radial avec le nombre de cycles – (a) Essai_Non_Sat_1 (b) Essai_Non_Sat_2 .....	197
Figure 145 : Evolution de la variation de l'indice des vides par cycles en fonction de la contrainte appliquée .....	198
Figure 146 : Evolution de la déformation axiale moyenne par cycle en fonction de la contrainte appliquée .....	199

Figure 147 : Evolution de la déformation axiale totale normalisée par le nombre de cycles cumulée en fonction de la contrainte appliquée .....	200
Figure 148 : Evolution de la pression d'eau interstitielle avec le nombre de cycles - Essai_Non_Sat_1 .....	201
Figure 149 : Mise en parallèle de l'évolution de l'indice des vides et du degré de saturation sous le chargement cyclique - Essai_Non_Sat_1 .....	201
Figure 150 : Evolution de la pression d'eau interstitielle avec le nombre de cycles - Essai_Non_Sat_2 .....	203
Figure 151 : Mise en parallèle de l'évolution de l'indice des vides et du degré de saturation sous le chargement cyclique - Essai_Non_Sat_2 .....	204



## **Symboles et abréviations**

$S_r$	Degré de saturation
$e$	Indice des vides
$I_{DC}$	Indice de densité relative
$u_a$	Pression d'air interstitielle
$u_w$	Pression d'eau interstitielle
$s$	Succion matricielle
$p'$	Contrainte moyenne effective
$q$	Déviateur des contraintes



# Introduction Générale

La liquéfaction est un phénomène géotechnique dévastateur. Elle se produit dans les sols granulaires, notamment les sables fins, qui sous une sollicitation vibratoire voient se développer des excès de pression interstitielle. Le sol se comporte brutalement comme un liquide, entraînant des dégâts souvent très conséquents sur les infrastructures. Les différents épisodes majeurs de liquéfaction ont malheureusement montré que ce phénomène représentait également un risque pour les populations.

Compte tenu de l'ampleur des dégâts constatés, les organismes de normalisation ont donc intégré le risque de liquéfaction aux textes normatifs. Les Eurocodes et la majorité des normes internationales, et a fortiori dans des pays à fort risque sismique comme le Japon par exemple, ont établi des critères de vérifications vis-à-vis des risques de liquéfaction. Néanmoins, que ce soit en Europe ou dans les autres pays, la saturation totale du terrain est systématiquement un critère déterminant dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Ainsi, dans les faits, on considère souvent nul le risque de liquéfaction dès lors que les terrains considérés se trouvent dans un état non saturé. Or certains auteurs ont mis en évidence que des sols pouvaient liquéfier, malgré des conditions initiales non saturées. Des investigations in situ ont permis de conclure que des terrains ayant liquéfié suite à un séisme n'étaient initialement pas saturés avant la secousse sismique. Egalement, plusieurs campagnes expérimentales menées en laboratoire ont donné les mêmes conclusions. Notamment, des essais triaxiaux cycliques réalisés sur des échantillons de divers matériaux non saturés ont mis en évidence que le risque de liquéfaction existait même pour des degrés de saturation inférieurs à 100%.

Les sols non saturés ont un comportement mécanique différent de celui des sols totalement saturés. La présence d'air et d'eau au sein des pores induit des mécanismes complexes, et confère au matériau des propriétés physiques et mécaniques particulières. Plus particulièrement, on distingue deux caractéristiques spécifiques aux sols non saturés ; d'une part la succion, différence entre la pression d'air et la pression d'eau, qui entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement et de la rigidité. D'autre part, la compressibilité du fluide poral, qui modifie fortement le comportement volumique, et joue le rôle d'absorbeur de surpressions interstitielles.

Bien que le risque de liquéfaction sur des sols partiellement saturés a été démontré, les études expérimentales déjà réalisées sur le sujet restent pour la majorité descriptives et ne donnent pas de critère précis qui pourrait rendre possible l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol, quel que soit son état hydrique.

C'est pourquoi, face à la non prise en compte du niveau de saturation quant à l'évaluation du risque de liquéfaction dans les textes réglementaires, et afin de tenter de mieux comprendre le comportement des sols non saturés, on propose, dans ce travail, d'étudier l'influence de l'état hydrique d'un sable, ici le sable de Fontainebleau, sur son comportement cyclique. En se basant sur les travaux déjà réalisés, nous avons identifié que le schéma de répartition des fluides au sein des espaces intergranulaires semble être un critère d'influence majeure sur la réponse cyclique des sables. Plus particulièrement, la continuité ou non de la phase gazeuse pourrait avoir un impact important sur le potentiel de liquéfaction. Néanmoins, peu de travaux abordent ce sujet.

L'objectif de ce travail est de déterminer un paramètre critique sur lequel on pourrait se baser pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol, et qui puisse rendre compte de la continuité ou non de la phase gazeuse. Etant donné que le déclenchement de l'instabilité de liquéfaction est un phénomène multifactoriel, on propose d'utiliser le degré de saturation comme paramètre critique, ce qui permettrait de tenir compte à la fois de la densité et de l'état hydrique du matériau lors de l'estimation de ce risque.

Pour étudier l'influence du degré de saturation sur la réponse cyclique du sable de Fontainebleau, on propose un cadre théorique, qui consiste à définir trois zones d'états de saturation :

- Une zone non saturée, qui est caractérisée par des valeurs de succion positives, et où la phase gazeuse est présente sous forme continue ;
- Une zone dite quasi-saturée, caractérisée par une phase gazeuse discontinue, présente sous forme de bulles occlues, ou air dissout. Pour cette zone les effets de la succion sont négligés.
- Enfin, une zone totalement saturée, pour laquelle tous les pores ne sont remplis que d'eau.

Afin d'établir un critère pour différencier ces trois zones, on choisit de caractériser chacune des zones à partir des valeurs du degré de saturation.

Pour étudier le comportement du sable de Fontainebleau pour chacune des zones, des essais triaxiaux cycliques sont réalisés sur des échantillons dont les conditions de saturation initiale ont été ajustées de manière à correspondre aux critères de la zone d'état de saturation considérée.

Le premier chapitre présente une revue bibliographique, qui permet d'introduire les grands principes de la mécanique des sols non saturés, et notamment d'identifier les différences avec la mécanique des sols « classique » saturés. On présente ensuite les principales caractéristiques et résultats connus quant au phénomène de liquéfaction, et enfin les travaux ayant étudié en laboratoire l'influence du niveau de saturation sur le comportement cyclique de matériaux granulaires.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du dispositif expérimental et des paramètres d'essais choisis dans cette étude. Afin d'imposer les différentes conditions de saturation, l'équipement de laboratoire a dû être adapté. Un dispositif de plaque tensiométrique a été développé et mis en place au laboratoire, dans le but de pouvoir imposer des conditions de succion initiale aux échantillons de la zone non saturée. La courbe de rétention, réalisée au laboratoire, permet de relier ces valeurs de succion à des valeurs de degré de saturation. On présente ensuite les paramètres d'essais généraux (densité, méthode de reconstitution, fréquence de chargement,..) qui seront gardés constants pour tous les essais. On présente comment sont déterminées les limites de chaque zone d'état de saturation. Des essais de mesure de perméabilité à l'air ont été réalisés, afin de déterminer le degré de saturation au-dessus duquel la phase gazeuse devient discontinue et pouvoir ainsi déterminer les limites de chaque zone d'état de saturation. Enfin, compte tenu de la discontinuité de la phase gazeuse dans la zone quasi-saturée, un autre protocole a été imaginé pour l'application des conditions de saturation initiales. Pour cela, une courbe de calibration expérimentale a été réalisée, permettant de relier des valeurs de coefficient de Skempton  $B$  à des valeurs de degrés de saturation.

Le troisième chapitre présente les résultats d'essais triaxiaux monotones réalisés sur le sable de Fontainebleau. Ces essais, réalisés en conditions drainées et non drainées permettent de caractériser mécaniquement le matériau étudié. Des essais préliminaires de cisaillement direct sur des échantillons saturés et non saturés ont également été réalisés.

Enfin le quatrième chapitre se focalise sur les résultats des campagnes d'essais triaxiaux cycliques. On présente successivement les résultats obtenus sur les échantillons totalement saturés, puis les résultats obtenus sur des échantillons initialement quasi-saturés. On s'intéresse également à l'influence de la contrainte appliquée sur les échantillons quasi-saturés pour lesquels l'influence de la contrainte appliquée a également été étudiée et enfin les résultats des essais réalisés sur les échantillons non saturés. Ces résultats permettent d'identifier des différences et des analogies entre les comportements mécaniques des échantillons des différentes zones d'états de saturation et d'étudier le potentiel de liquéfaction de chaque zone de saturation ainsi que son évolution en fonction du degré de saturation. L'importance du couplage hydromécanique dans le comportement des échantillons quasi-saturés est mis en évidence, et notamment son rôle dans le déclenchement des instabilités de liquéfaction. L'influence de la succion initiale sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau est également étudiée.



# Chapitre I : Etude bibliographique

## I. Généralités sur le comportement mécanique des sols

On présente dans ce premier paragraphe des notions générales sur le comportement mécanique des sols saturés et non saturés.

### I.1 Constituants d'un sol et états de saturation

Un sol est un milieu triphasique. Les vides intergranulaires peuvent être remplis par deux fluides : de l'air et/ou de l'eau.

La Mécanique des Sols classique repose sur l'hypothèse qu'un sol se trouve le plus souvent dans deux états hydriques extrêmes. Il est soit totalement sec, le fluide poral est alors uniquement de l'air, soit il est totalement saturé et le fluide poral étant dans ce cas seulement de l'eau. Le fait qu'un sol soit réellement un milieu poreux triphasique n'a été considéré sérieusement que récemment à l'échelle de la Mécanique des Sols. Cette hypothèse entraîne des modifications dans l'étude du comportement du sol, avec notamment la modification du comportement au cisaillement, ainsi que la modification du comportement volumique.

Afin de quantifier le niveau de saturation d'un sol, le paramètre le plus pertinent est le degré de saturation, noté  $S_r$ . Il permet de quantifier le volume des pores occupé par l'eau. Il est compris entre 0% et 100%. Il dépend de la teneur en eau et de la porosité du sol, et se définit tel que présenté dans l'équation [1] :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad [1]$$

Avec  $V_w$  le volume d'eau contenu dans l'échantillon de sol et  $V_v$  le volume des vides de l'échantillon.

Un sol totalement saturé correspond à un degré de saturation  $S_r = 100\%$ , tandis qu'un sol totalement sec correspond à un degré de saturation  $S_r = 0\%$ . Pour la gamme de degrés de saturation compris entre 0% et 100%, on parle de sols partiellement saturés.

D'un point de vue pratique, les calculs de dimensionnement d'ouvrages géotechniques reposent souvent sur l'hypothèse que le sol est totalement saturé. La prise en compte d'un degré de saturation inférieur à 100% n'est pas une considération courante dans la pratique, notamment dans les normes françaises.

### I.2 Variabilité de l'état hydrique des sols

Comme rappelé par Fredlund et Rahardjo dans leur ouvrage de 1993 (Fredlund et Rahardjo 1993), il y a de nombreux matériaux rencontrés dans l'ingénierie dont le comportement ne suit pas les principes et les concepts de la mécanique des sols saturés classiques. Les sols non saturés sont présents sur une large partie du globe du fait des conditions climatiques et géologiques. La majorité des formations de sols non saturés sont localisées dans les régions arides à semi arides

de la surface du globe (Figure 1). Ces zones constituent 60% des pays de la surface de la Terre, et concernent 60% de la population mondiale (Fredlund 1996). Les ouvrages anthropiques tels que les remblais ou les digues, sont également constitués de sols non saturés et la végétation joue aussi un rôle sur les variations hydriques au sein de ces sols (Richards, Peter, et Emerson 1983; Ravina 1983). Par ailleurs, il est dorénavant avéré que les forts changements climatiques dont nous sommes témoins au niveau global vont engendrer une généralisation encore plus forte de ces zones non saturées ((Ng et Menzies 2007) ; (Gens 2010)). La saturation partielle des sols peut également engendrer de gros dégâts liés à des situations accidentelles, telles que les fortes sécheresses dans les années 1990 et 1991 en France. Des problématiques récentes, telle que la diffusion des polluants dans les sols, ou le stockage des déchets radioactifs constituent de nouveaux défis qui sont directement liés aux propriétés des sols non saturés ((Nazaroff 1992) ; (Fredlund 1996)).

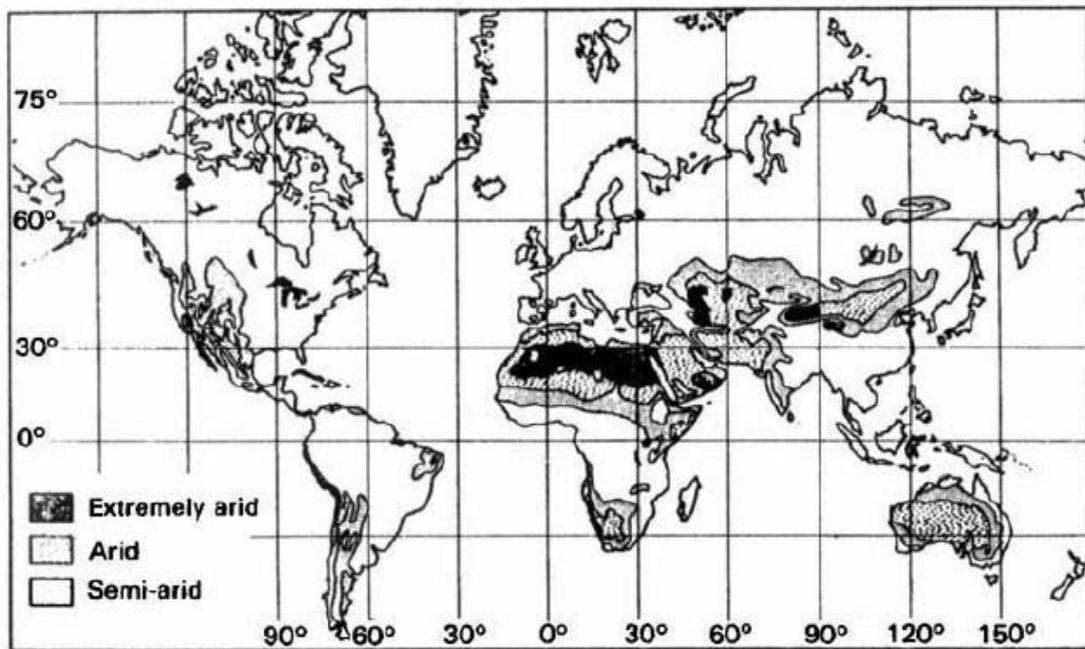


Figure 1 : Carte présentant les zones extrêmement arides, arides et semi-arides (Fredlund et Rahardjo 1993)

En 1996, Fredlund (Fredlund 1996) propose une répartition schématique des zones de saturation en fonction de la profondeur (Figure 2).

En dessous du niveau de la nappe phréatique, la pression d'eau est positive, et le sol est généralement saturé. Au-dessus de la nappe, le sol est en général non saturé, et la pression d'eau est négative. Cette zone non saturée, ou zone vadose peut se diviser en deux « sous-zones ». Immédiatement au-dessus du niveau de la nappe, on parle de la frange capillaire, au sein de laquelle le degré de saturation approche les 100%. L'épaisseur de cette frange capillaire peut s'étendre entre 1 à 10 mètres au-dessus de la nappe, en fonction des conditions climatiques et du type de sol. Fredlund complète cette définition en précisant que dans cette zone, la phase d'air peut être considérée comme discontinue. Au-dessus de la frange capillaire se trouve la phase à deux fluides (two fluids phase), pour laquelle le degré de saturation est en général compris entre 20% et 90%. Dans cette zone, l'air et l'eau constituent deux phases distinctes.

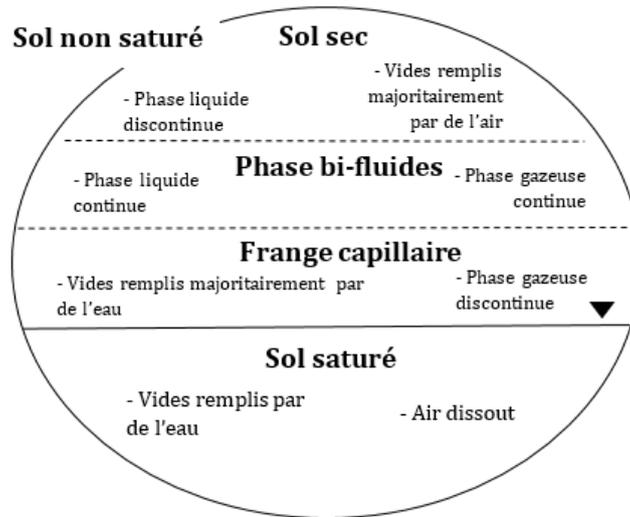


Figure 2 : Représentation des sols saturés et non saturés en fonction de la continuité des phases fluides (Fredlund 1996)

La présence d'air dans les sols induit une forte modification de leur comportement hydromécanique.

### I.3 Succion dans les sols

#### I.3.1 Phénomènes capillaires

Lorsque deux fluides sont en présence, apparaissent à leur interface des phénomènes de tension superficielle du fait que les molécules présentes à l'interface sont soumises à un ensemble de forces déséquilibrées.

Par exemple, une molécule se trouvant à l'interface eau-air dans un sol non saturé sera plus attirée par la masse d'eau que par la masse d'air (Figure 3). Ce déséquilibre crée sur la surface de l'eau, appelée peau contractile, des forces résultantes parallèles à la surface libre, créant ainsi une tension de surface  $\sigma_s$  (Delage et Cui 2000).

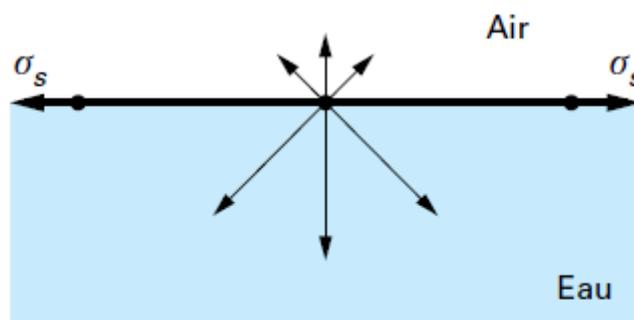


Figure 3 : Molécule d'eau à l'interface eau-air (Delage et Cui 2000)

Au sein d'un système poreux, ce comportement entraîne le phénomène de capillarité, souvent illustré par le schéma du tube capillaire, comme présenté en Figure 4. Au sein d'un tube de rayon  $r$  petit plongé dans un récipient rempli d'eau, on constate du fait de la tension de surface la remontée capillaire  $h$  de l'eau, et la formation d'un ménisque à l'interface eau-air. L'eau à l'intérieur du tube capillaire est sous une tension proportionnelle à la hauteur d'eau.

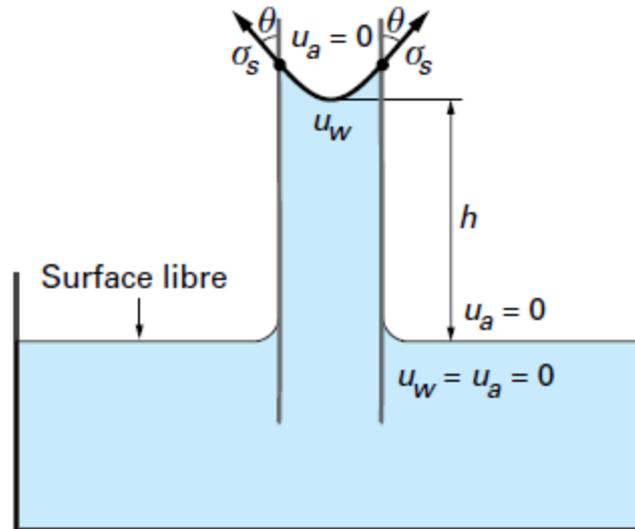


Figure 4 : Remontée capillaire dans un tube (Delage et Cui 2000)

La loi de Laplace relie le rayon de courbure du ménisque  $r$  et la différence de pression d'air  $u_a$  et d'eau  $u_w$  de part et d'autre de la peau contractile. Dans le cas de pores cylindriques, elle peut se simplifier sous la forme de la loi de Jurin et prend alors la forme de l'équation suivante [2] :

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos\theta}{r} \quad [2]$$

On voit d'après l'équation précédente que plus les pores sont petits, plus la différence de pressions d'air et d'eau est grande.

### I.3.2 Définition de la succion

En 1965, une définition de la succion est donnée dans un contexte thermodynamique. Elle est analogue à celle du potentiel électrique d'une charge dans un champ électrique : pour amener, à altitude constante, de l'eau libre à l'infini jusqu'au sol non saturé, il faut fournir une énergie pour résister à l'attraction exercée. Le potentiel de l'eau est défini comme la « quantité de travail qu'il faut fournir pour amener une quantité infinitésimale d'eau de l'état eau pure loin du sol à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé » (Delage et Cui 2000).

Ce potentiel peut se définir en termes de quatre composantes (Aitchison et al. en 1965 cité par (Buzzi et al. 2010) ; Alonso et al. en 1987 cité par (Muñoz-Castelblanco 2011) ; (Delage et Cui 2000)), tel que présenté en équation [3] :

$$\Psi = \psi_p + \psi_g + \psi_m + \psi_o \quad [3]$$

Avec :

$\psi_p$  le potentiel de pression externe

$\psi_g$  le potentiel gravitaire

$\psi_m$  le potentiel matriciel

$\psi_o$  le potentiel osmotique

Le potentiel de pression externe et le potentiel gravitaire sont des éléments couramment rencontrés dans les sols saturés. En revanche, le potentiel matriciel et le potentiel osmotique sont particuliers aux sols non saturés. Si le terme « potentiel » est plutôt associé au bilan d'énergie de l'eau dans le sol, le terme succion est plutôt associé à la pression de l'eau (pression négative) (Muñoz-Castelblanco 2011). Néanmoins, les deux termes désignent la même chose.

On définit la succion totale comme la somme de la succion matricielle et la succion osmotique ((Krahn et Fredlund 1971) ; (Ng et Menzies 2007)).

La succion matricielle  $s$  correspond aux composantes capillaires et d'absorption, et se définit comme la différence de pressions d'air et d'eau de part et d'autre de la peau contractile, telle que nous l'avons présenté au paragraphe précédent. On a donc la relation suivante (équation [4]) :

$$s = u_a - u_w \quad [4]$$

Elle est associée aux phénomènes de capillarité résultant de la tension de surface.

La succion osmotique quant à elle est due à la présence de sels dans l'eau, et particulièrement due aux réactions electro-physico-chimiques de l'eau et des minéraux avec les particules très fines. Plus la quantité de sels est importante, plus l'humidité relative est faible, ce qui entraîne une augmentation de la succion. Les sables propres ne sont le lieu que de phénomènes capillaires. C'est pourquoi on néglige en général dans ces sols les effets de la succion osmotique (Delage et Cui 2000). Pour le cas des sables propres, on a alors la succion totale équivalente à la succion matricielle  $s$ .

#### I.4 Choix des variables d'état de contrainte

Le comportement mécanique d'un sol peut être décrit en fonction de l'état de contrainte du sol. L'état de contrainte d'un sol est défini par la combinaison de variables de contrainte, les variables d'état de contrainte, dont le nombre dépend principalement du nombre de phases présentes (Fredlund et Rahardjo 1993).

##### I.4.1 Concept de contrainte effective dans le cas d'un sol totalement saturé ou totalement sec

En 1943, Terzaghi (Terzaghi 1943) introduit le concept de la contrainte effective à travers une expérience simple, où il montre que les contraintes de compression dans un sol saturé se composent de deux parties qui ont des effets mécaniques différents.

La première partie correspond à la pression dans l'eau contenue dans le sol, et elle ne produit aucune compression mesurable ni aucune augmentation de la résistance au cisaillement. Cette partie est appelée la pression neutre  $u_w$ . Lorsque  $u_w$  est positive, on l'appelle souvent pression interstitielle.

La deuxième partie est appelée contrainte effective, notée  $\sigma'$ . Effective parce qu'elle représente la part de la contrainte totale qui produit des effets mesurables, telle que de la densification, ou une augmentation de la résistance au cisaillement.

On peut donc écrire la contrainte totale comme la somme des deux parties la constituant (équation [5]) :

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad [5]$$

La contrainte effective, couramment appelée postulat de Terzaghi, est une vue de l'esprit qui permet de considérer la contrainte réellement appliquée aux grains du sol.

Le postulat de Terzaghi ne s'applique que dans deux cas particuliers et extrêmes : soit le sol est totalement saturé, soit il est totalement sec. A noter que l'équation reste valide dans le cas d'un sol totalement sec si on peut considérer que l'air interstitiel reste à pression atmosphérique (Nuth et Laloui 2008).

#### I.4.2 Variables d'état de contrainte dans le cas d'un sol partiellement saturé

Le concept de contrainte effective proposée par Terzaghi et largement adopté pour décrire le comportement mécanique des sols saturés est applicable autant aux sables qu'aux argiles puisqu'il ne dépend pas des propriétés du sol. Il s'avère cependant que le comportement des sols non saturés est beaucoup plus complexe que celui des sols totalement saturés. De nombreux chercheurs ont tenté d'étendre le concept de la contrainte effective des sols saturés aux sols non saturés, sans jamais s'accorder sur un consensus global. Au cours des années 1960, ce point a fait l'objet d'intenses discussions. Puisque cette première approche n'était pas entièrement satisfaisante, d'autres auteurs ont proposé une autre approche basée sur l'utilisation de deux variables de contraintes indépendantes.

##### a. Approche basée sur la contrainte effective

Dans les années 1950, plusieurs auteurs ont dans un premier temps essayé d'étendre le concept de la contrainte effective des sols saturés à la gamme des sols non saturés. Parmi eux, on peut citer Croney, Coleman et Black en 1958, Jennings en 1961, Aitchison en 1961, Richards en 1966,... (cités par (Ng et Menzies 2007) et (Delage et Cui 2001)). Les conclusions de ces travaux sont convergentes, et on retient d'une manière générale l'expression proposée par Bishop en 1959 (Bishop 1959), qui revient à dire que la contrainte effective étendue  $\sigma'$  est une fonction de la succion ( $u_a - u_w$ ) et est définie par (équation [6]) :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad [6]$$

Le paramètre  $\chi$  est compris entre 0 pour les sols secs et 1 pour les sols saturés. Cette expression permet la continuité entre les états saturé et sec. Plusieurs travaux ont été consacrés à la détermination du paramètre  $\chi$ . En 1961, Bishop et Donald (cités par (Delage et Cui 2001)) présentent des résultats d'essais triaxiaux pour lesquels les pressions  $u_a$  et  $u_w$  sont contrôlées, leur permettant ainsi de déterminer une relation entre  $\chi$  et le degré de saturation  $S_r$ . Par la suite, pour simplifier, de nombreux auteurs ont retenu  $\chi = S_r$ . La relation de Bishop semble efficace

dans l'évaluation de la résistance au cisaillement. Néanmoins, les limitations de cette expression apparaissent, et notamment dans l'évaluation du comportement volumique.

En effet, d'autres vérifications expérimentales ont mis en évidence que le concept de contrainte effective élargie telle que initialement proposée par Bishop ne permet pas de représenter certains comportements volumiques des sols non saturés. Delage et Cui (Delage et Cui 2001) réalisent par exemple des essais d'effondrement à l'oedomètre sur des échantillons de loess de Picardie non saturé à teneur en eau constante (suction non nulle). Ils mettent en évidence que lors du remouillage des échantillons, sous contrainte constante, on observe un effondrement, se traduisant par une diminution de l'indice des vides. Lors de l'effondrement, la suction  $u_a - u_w$  diminue vers zéro, ce qui s'ensuit, selon l'expression de Bishop (équation [6]) une diminution de la contrainte effective. Or ce relâchement de la contrainte effective devrait au contraire entraîner par définition une légère augmentation de l'indice des vides. Il y a donc des limites dans la représentation de Bishop.

Jennings et Burland (Jennings et Burland 1962) réalisent également une étude expérimentale visant à mettre en lumière les limitations du concept de contrainte effective pour les sols non saturés. Notamment, ils montrent que la valeur de  $\chi$  dépend du chemin de sollicitation suivi dans l'espace  $(\sigma - u_a ; u_a - u_w)$ , conséquences induites par l'hystérésis de la courbe de rétention d'eau. Ils montrent également que la valeur de  $\chi$  dépend du type d'essai pratiqué, triaxial ou œdométrique. Ils expliquent ces observations par le fait que les changements de structure granulaire sont différents selon si on applique une variation de suction ou une variation de contrainte extérieure.

En 1963, Bishop et Blight (Bishop et Blight 1963) ré-évaluent l'utilisation d'une expression à une variable de la contrainte effective, observant que la même variation de suction n'entraîne pas toujours la même variation de contrainte effective. Ils suggèrent également de représenter les données d'essais d'effondrement de laboratoire en fonction de deux variables de contrainte indépendantes, entraînant ainsi la transition vers l'utilisation d'une expression à deux variables indépendantes (Ng et Menzies 2007).

#### b. Approche à deux variables indépendantes

Au cours des années 1960, l'utilisation d'une expression unique de la contrainte effective n'étant pas satisfaisante pour décrire entièrement le comportement des sols non saturés, certains auteurs proposent une approche basée sur l'utilisation de deux variables indépendantes, telle que celle proposée par Coleman en 1962 (Coleman 1962). En 1977, Fredlund et Morgenstern (cité dans (Fredlund et Rahardjo 1993)) présentent une analyse théorique des sols non saturés basée sur la mécanique des milieux multiphasiques, et concluent qu'il n'y a que trois combinaisons possibles pouvant être utilisées comme variables d'état de contrainte d'un sol non saturé :

$$(1) (\sigma - u_a) \text{ et } (u_a - u_w)$$

$$(2) (\sigma - u_w) \text{ et } (u_a - u_w)$$

$$(3) (\sigma - u_a) \text{ et } (\sigma - u_w)$$

On peut ainsi former deux tenseurs de contrainte indépendants. Dans la plupart des cas, on préfère choisir un terme tensoriel et un terme scalaire. La succion est en général choisie comme seconde variable. De plus, cette grandeur scalaire a une signification physique bien précise, ce qui facilite son utilisation. Ng et Menzies (Ng et Menzies 2007) rappellent également que le choix le plus couramment adopté est la combinaison de la contrainte nette ( $\sigma - u_a$ ) et la succion ( $u_a - u_w$ ). Ce choix a pour avantage d'utiliser dans les deux termes la pression d'air  $u_a$ , qui est généralement prise égale à zéro, simplifiant ainsi l'expression générale. De plus, la pression d'eau négative est souvent difficile à mesurer avec précision. Ainsi limiter son apparition dans les expressions permet de limiter les erreurs de mesure associées. Néanmoins, un argument en faveur de la combinaison ( $\sigma - u_w$ ) et ( $u_a - u_w$ ) est que cette dernière permet une transition plus évidente entre l'état saturé et l'état non saturé, bien qu'elle ne permette pas de solutionner tous les problèmes de transition. Parmi les auteurs utilisant la combinaison ( $\sigma - u_a$ ) et ( $u_a - u_w$ ) nous pouvons citer (Alonso, Gens, et Josa 1990) ; (Wheeler et Sivakumar 1995) ; (Bolzon, Schrefler, et Zienkiewicz 1996) ; (Sheng, Fredlund, et Gens 2008) ; (Thu, Rahardjo, et Leong 2007).

### c. Succion et contrainte effective généralisée

Un des problèmes rencontrés lors de l'établissement des différents modèles réside dans la continuité entre les différents états de saturation. De plus, l'évaluation de la résistance au cisaillement par l'approche des deux variables indépendantes s'avère compliquée dans la pratique. En effet, la détermination de certains paramètres nécessitent des essais de laboratoires longs et coûteux, rendant ainsi pour certains auteurs l'application de ce concept peu opportun dans la pratique (Khalili et Khabbaz 1998). C'est ainsi qu'a été ré-introduite la contrainte effective généralisée, mais définie cette fois plus largement comme (équation [7]) :

$$\sigma' = \sigma - I\pi(s) \quad [7]$$

Avec I la matrice identité

Cette fonction  $\pi(s)$  est souvent assimilée à une pression interstitielle équivalente. L'utilisation de la succion apparaît donc dans l'expression de la contrainte effective généralisée, cette variable s'étant révélée nécessaire pour décrire correctement le comportement des sols non saturés.

La majorité des modèles basés sur cette approche reprennent la contrainte effective de Bishop (Bishop 1959) et posent (équation [8]) :

$$\pi(s) = u_a - \chi(u_a - u_w) \quad [8]$$

Si certains chercheurs posent par soucis de simplification  $\chi = S_r$ , cette hypothèse reste fortement critiquée par une autre partie de la communauté scientifique.

### I.5 Comportement drainé et non drainé

Le drainage d'un sol est l'évacuation de l'eau dans ce sol. En situation réelle, en fonction des dispositions constructives, de la nature des sols en place, de l'inclinaison des terrains... on peut être confronté à diverses conditions de drainage.

En laboratoire, on représente en général deux conditions de drainage extrêmes, soit le drainage parfait, ou le non-drainage parfait.

Pour des échantillons totalement saturés, le comportement drainé consiste à maintenir une pression interstitielle constante tout au long du chargement, évitant ainsi toute surpression au sein de l'échantillon. Dans ces conditions, les variations de pression interstitielle sont empêchées, et les variations de volume sont possibles. Le comportement drainé peut se traduire par :

- La pression interstitielle est maintenue constante, soit  $\Delta u_w = 0$  ;
- La déformation volumique est non nulle, soit  $\varepsilon_v \neq 0$  ;
- Les contraintes effectives et totales sont égales, soit  $\Delta \sigma' = \Delta \sigma$ .

Le comportement non drainé consiste à empêcher tout échange de fluide entre l'extérieur et l'intérieur de l'échantillon. Par conséquent, ce comportement implique une déformation volumique nulle dans le cas d'un échantillon totalement saturé en eau, modulo la compressibilité des grains et de l'eau généralement considérées comme négligeables. Etant donné que la compressibilité de l'air est différente de celle de l'eau, le comportement non drainé d'un échantillon non saturé n'implique pas par contre la nullité de la déformation volumique. Ainsi, pour un échantillon totalement saturé, soit un cas particulier, le comportement non drainé peut se traduire par :

- La déformation volumique est considérée nulle, soit  $\varepsilon_v = 0$  ;
- La variation de pression interstitielle est non nulle, avec génération de surpressions, soit  $\Delta u_w \neq 0$  ;
- Les contraintes effectives et totales ne sont pas égales, soit  $\Delta \sigma' \neq \Delta \sigma$ .

Dans le cas des essais réalisés sur des échantillons de sols non saturés, plusieurs conditions de drainage peuvent être appliquées. On peut réaliser des essais à succion contrôlée, pour lesquels la succion est maintenue constante tout au long du chargement. Par analogie aux essais non drainés sur des échantillons totalement saturés, on peut également réaliser des essais à teneur en eau constante. Les deux phases air et eau peuvent être soumises aux mêmes conditions de drainage, ou non.

### I.6 Comportement mécanique

La modification de l'état hydrique d'un sol entraîne des modifications de la succion. La succion entraîne des modifications du comportement mécanique des matériaux. On s'intéresse dans un premier temps à la résistance au cisaillement, puis au comportement volumique.

### I.6.1 Résistance au cisaillement

#### a. Ces des sols totalement saturés ou totalement secs

En 1773, Coulomb suggère que les caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sol peuvent être représentées par l'équation [9] :

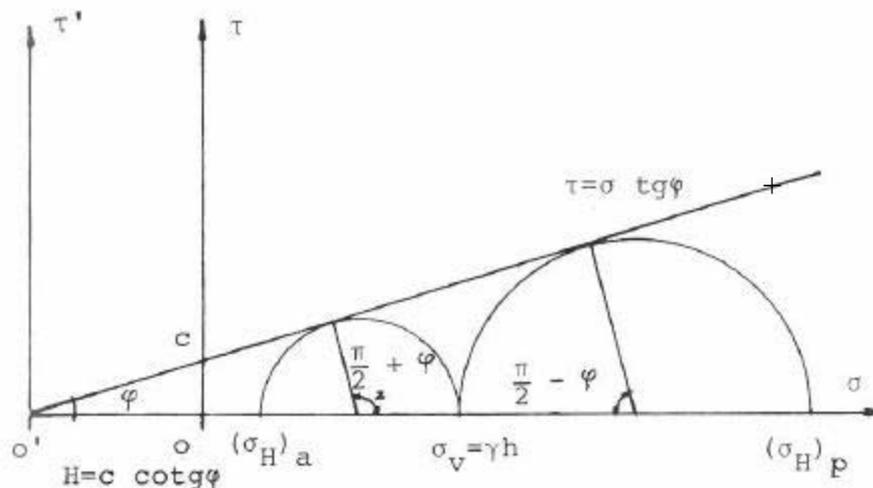
$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad [9]$$

Avec

- $\tau$  la contrainte de cisaillement
- $\sigma$  la contrainte normale
- $c$  la cohésion, propre aux sols fins et créée par les forces d'attraction moléculaires
- $\phi$  l'angle de frottement interne.

Cette équation définit la relation entre la contrainte normale et la contrainte tangentielle, sur un plan de rupture. Dans un sol pulvérulent, la part de résistance au cisaillement apportée par la cohésion est négligeable et négligée. La résistance au cisaillement d'un sable propre est donc directement reliée à l'angle de frottement interne ainsi qu'à la contrainte normale appliquée.

Le diagramme de Mohr (Figure 5) permet de représenter dans le plan  $(\sigma, \tau)$ , avec  $\sigma$  la contrainte normale et  $\tau$  la contrainte de cisaillement, l'état de contrainte en un point. L'enveloppe des cercles de Mohr est appelée la courbe intrinsèque et a pour équation  $\tau = \sigma \cdot \tan\phi + c$ . La droite intrinsèque correspondant aux états de contraintes à la rupture permet de définir un critère de rupture du sol.



**Figure 5 : Représentation par les cercles de Mohr d'états de contraintes pour un sol cohérent et frottant (Schlosser 1983)**

Les cercles de Mohr constituent une représentation simple et pratique. Mais leur inconvénient majeur est qu'ils ne permettent pas de représenter l'ensemble du chemin de contraintes suivis, puisqu'ils ne représentent l'état de contrainte qu'en un point donné. Ainsi, pour mieux appréhender le chemin de contrainte, on préfère utiliser une représentation dans le plan de Cambridge ( $p$  ou  $p'$ ,  $q$ ) (Figure 6), où  $p'$  représente la contrainte moyenne effective (équation [10]) et  $q$  le déviateur des contraintes (équation [11]) :

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad [10]$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [11]$$

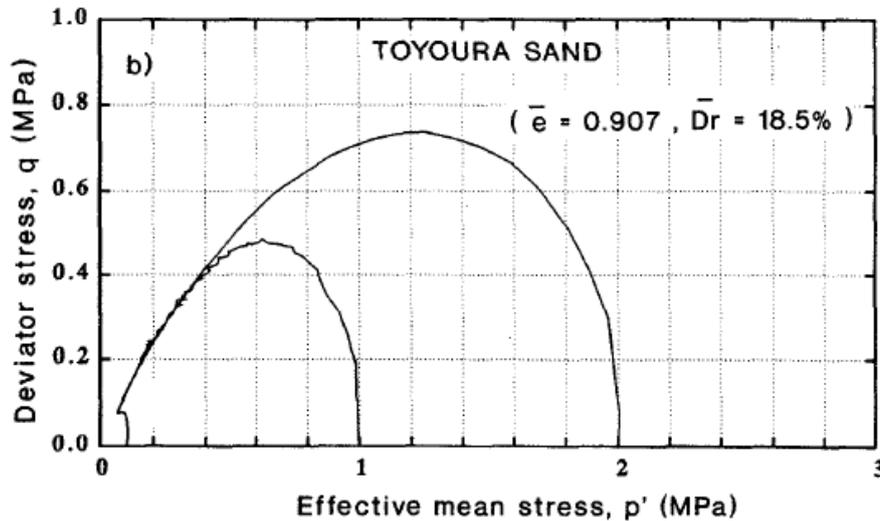


Figure 6 : Représentation d'un essai triaxial par le chemin de contraintes dans le plan (p',q) - Résultat d'un essai triaxial non drainé sur du sable de Toyoura (Verdugo et Ishihara 1996)

#### b. Cas des sols partiellement saturés

En 1956, Donald (cité par (Gan, Fredlund, et Rahardjo 1988)) réalise des essais de cisaillement direct sur des échantillons de sables fins et de limons grossiers soumis à une pression d'eau négative. Il met en évidence à travers ses résultats que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la succion matricielle. Néanmoins, les valeurs de succion qu'il applique sont limitées par le dispositif expérimental.

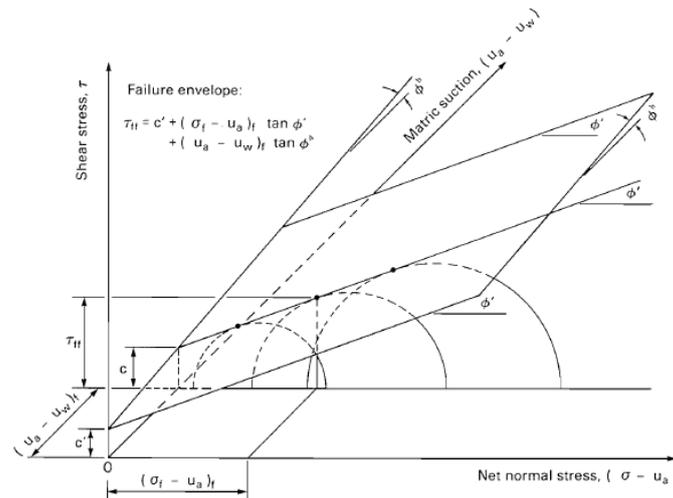
En 1978, Fredlund et ses collègues proposent un critère de rupture analogue au critère de Mohr-Coulomb pour les sols saturés, fonction des deux variables de contraintes contrainte nette et succion. Il est défini tel que présenté dans l'équation [12] :

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_a)_f \cdot \tan \varphi' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \varphi^b \quad [12]$$

Avec :

- $c'$  appelée « cohésion effective », correspondant à l'interception entre la droite de rupture des cercles de Mohr étendue et l'axe de la contrainte de cisaillement, pour des valeurs de contrainte nette et de succion nulle (à la rupture),
- $(\sigma_f - u_a)_f$  la contrainte nette à la rupture,
- $\varphi'$  l'angle de frottement interne associé à la contrainte nette,
- $(u_a - u_w)_f$  la succion matricielle à la rupture,
- $\varphi^b$  un angle traduisant la vitesse d'augmentation de la résistance au cisaillement par rapport à la succion. En général,  $\varphi^b$  a la même valeur (ou un peu plus faible) que  $\varphi'$ , en fonction du type de sol (Fredlund et Rahardjo 1993).

De manière analogue aux cas des sols totalement saturés ou secs, cette équation donne lieu à la représentation dans l'espace  $(\tau ; (\sigma - u_a) ; (u_a - u_w))$ , avec  $\tau$  la résistance au cisaillement,  $(\sigma - u_a)$  la contrainte nette et  $(u_a - u_w)$  la succion, de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb étendue comme présentée en Figure 7, qui met bien en évidence la contribution des deux variables d'état de contrainte contrainte nette et la succion à la résistance au cisaillement du matériau.



**Figure 7 : Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb étendue (Gan, Fredlund, et Rahardjo 1988)**

Plus tard, en investiguant des gammes de succion plus élevées, certains auteurs mettent en évidence le fait que la relation entre succion matricielle et résistance au cisaillement n'est finalement pas linéaire. Par exemple, Escario et Saez (Escario et Saez 1986) présentent des résultats d'essais de cisaillement direct à succion contrôlée sur des échantillons de différentes argiles. Les résultats pour un des trois matériaux testés sont présentés en Figure 8. La figure (a) à gauche présente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte nette normale, pour différentes valeurs de succion. On voit que la résistance au cisaillement augmente avec la succion. Néanmoins, la variation de la résistance au cisaillement avec la succion est plus élevée pour les faibles succions.

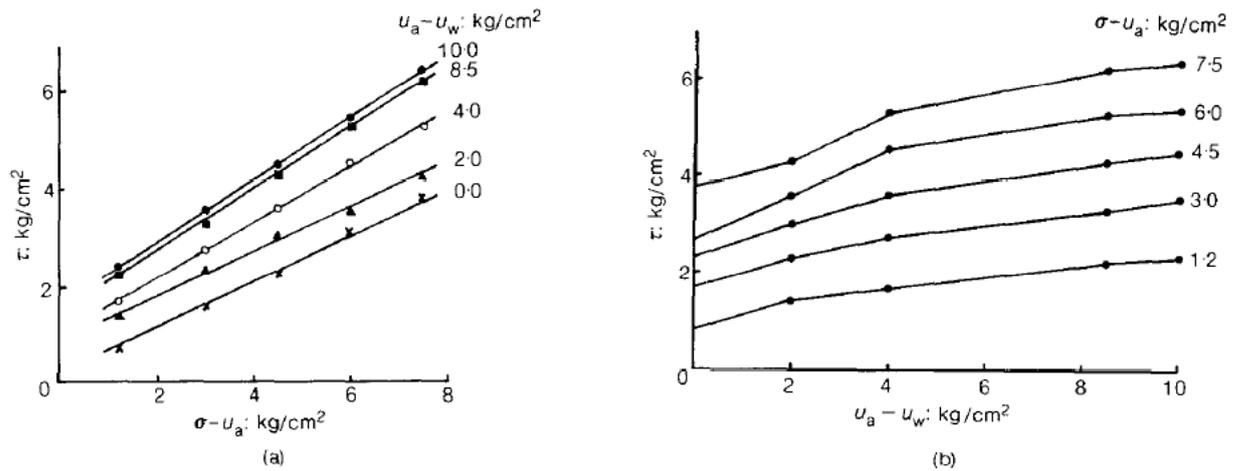


Figure 8 : Résultats d'essais de cisaillement direct à succion contrôlée sur une argile de Madrid (a) résistance au cisaillement en fonction de la contrainte nette pour différentes valeurs de succions (b) résistance au cisaillement en fonction de la succion pour différentes valeurs de contrainte nette (Escario et Saez 1986)

Ces résultats sont confirmés par d'autres auteurs tels que (Fredlund, Rahardjo, et Gan 1987) ; (Gan, Fredlund, et Rahardjo 1988) ; (Delage et Cui 2001). Ces derniers semblent même montrer qu'il y a linéarité entre succion matricielle et résistance au cisaillement jusqu'à une valeur de succion proche de la succion d'entrée d'air. Au-delà de cette valeur, la relation devient non linéaire. Plus tard, Fredlund et ses collègues proposent un modèle d'estimation de la résistance au cisaillement en fonction des propriétés de rétention du matériau considéré (Delwyn G. Fredlund et al. 1996).

Par contre, la Figure 8 met également en évidence que la relation entre contrainte nette et résistance au cisaillement est quant à elle sensiblement linéaire. Ceci est confirmé par Gan et ses collègues (Gan, Fredlund, et Rahardjo 1988) comme illustré sur la Figure 9 présentant l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte nette.

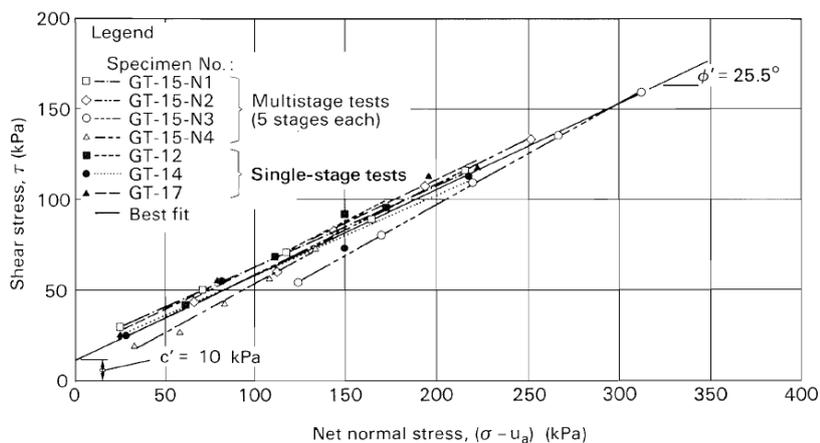
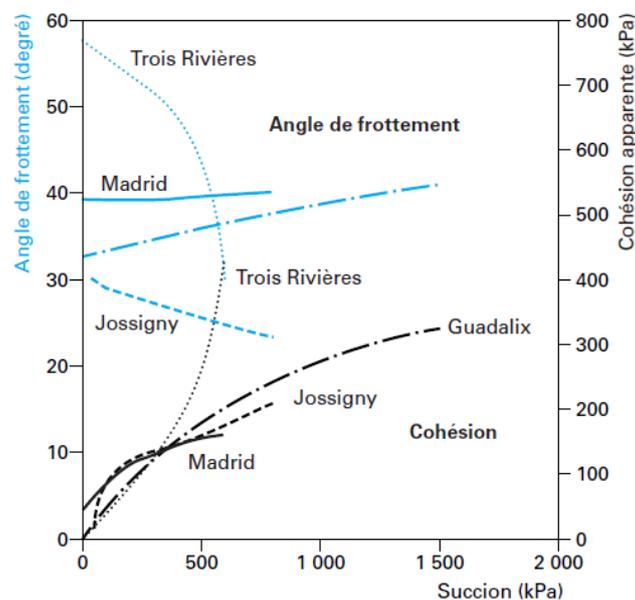


Figure 9 : Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb obtenus par des essais de cisaillement direct sur des tills glaciaires (Gan, Fredlund, et Rahardjo 1988)

Les recherches ultérieures ont néanmoins montré que la relation entre succion et résistance au cisaillement était beaucoup plus complexe qu'initialement envisagée par les auteurs cités précédemment, et qu'il était en fait difficile d'établir une règle précise à ce sujet. Elle semble dépendre d'autres paramètres tels que le type de sol et son état (Morvan 2010).

L'effet de la succion sur l'angle de frottement n'est quant à lui pas bien défini, et constitue la source d'imprécision quant à l'établissement d'une règle précise entre résistance au cisaillement et succion ; l'angle de frottement n'augmente pas forcément avec la succion, comme on peut le voir sur la Figure 10. Cette figure, issue de (Delage et Cui 2001) montre l'évolution de l'angle de frottement et de la cohésion apparente avec la succion.



**Figure 10 : Variation de la cohésion apparente et de l'angle de frottement avec la succion pour différents sols (Delage et Cui 2001)**

En ce qui concerne les propriétés pré-rupture, la succion a pour effet d'augmenter le module de rigidité apparent, ainsi que la résistance au cisaillement (valeur au pic du déviateur des contraintes). L'augmentation de la succion augmente également la fragilité du matériau. Ces conclusions sont visibles sur les résultats obtenus par Cui et Delage (Cui et Delage 1996). Ils réalisent des essais triaxiaux à succion contrôlée par la méthode osmotique, sur des échantillons de limon de Jossigny. Les échantillons ont été compactés à l'optimum, et les essais réalisés sous une contrainte de confinement constante de 50 kPa. Les résultats obtenus sont visibles sur la Figure 11. La figure présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, pour différentes valeurs de succion. On constate que plus la succion est élevée, plus la forme de la courbe contrainte-déformation change et plus le pic du déviateur des contraintes est élevé, tout comme le module initial. Pour des succions supérieures à 400 kPa, le pic du déviateur des contraintes est fortement marqué, et ce pour des niveaux de déformations plus petits, illustrant la plus grande fragilité du matériau avec l'augmentation de la succion. En grandes déformations, il semble que tous les échantillons atteignent un état résiduel unique, visible par un palier du déviateur des contraintes, et ce quelle que soit la valeur de la succion.

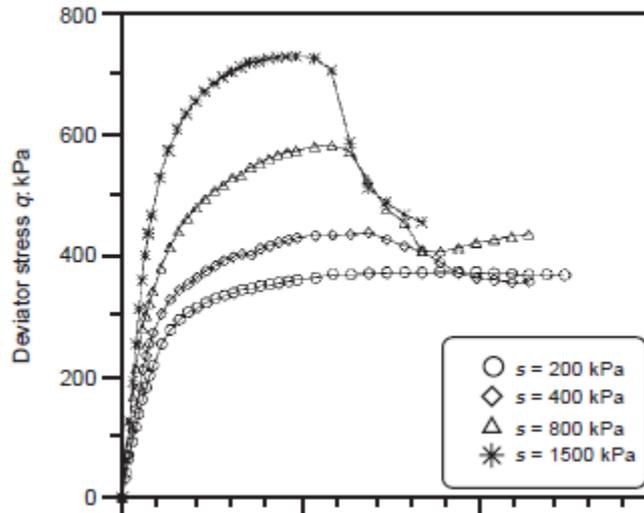


Figure 11 : Résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée sur du limon de Jossigny : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale (Cui et Delage 1996)

### I.7 Comportement volumique

#### a. Cas des sols totalement saturés ou secs

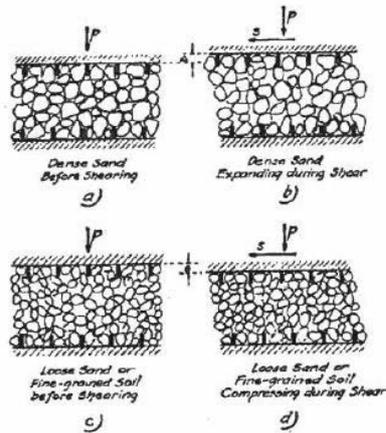
En 1885, O. Reynolds (cité par (Casagrande 1940)) met en évidence que la déformation d'un sable soumis à un effort de cisaillement est toujours accompagnée de variation de volume. En particulier, il montre que lorsqu'un sable dense est cisailé, son volume augmente. Il appelle alors cette propriété des matériaux granulaires denses la dilatance (Castro, 1969).

Ce n'est que plus tard, en 1935 que Casagrande met en évidence le lien fort qui existe entre ces propriétés volumiques des matériaux granulaire et leur résistance au cisaillement.

On définit ces deux types de comportement volumiques tels que :

- *La contractance* correspond à la densification du milieu sous effort de cisaillement, résultant de glissement et roulement des grains par rapport aux autres. Par convention, on associe la contractance à une déformation volumique positive.
- Inversement, *la dilatance* est l'augmentation du volume du milieu soumis à des efforts de cisaillement, résultant de mécanismes de désenchevêtrement et de foisonnement des grains. Par convention, on associe la dilatance à une déformation volumique négative.

La Figure 12 présente schématiquement les phénomènes de contractance et dilatance.



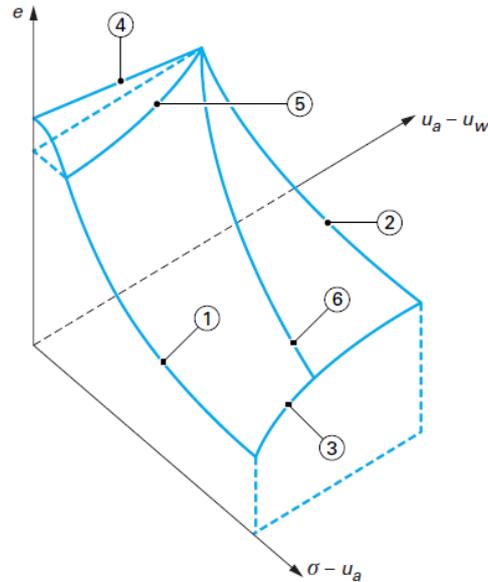
**Figure 12 : Représentation schématique des changements de volumes subis par un échantillon de sable: contractance dans le cas d'un échantillon initialement lâche, dilatance dans le cas d'un échantillon initialement dense (Casagrande 1940)**

La contractance et la dilatance sont des comportements volumiques observables en conditions drainées puisqu'ils sont associés à des variations volumiques. En conditions non drainées, les variations volumiques empêchées se traduisent par des variations de la pression interstitielle. Un sol contractant verra sa pression interstitielle augmenter lors d'une sollicitation sous conditions non drainées, tandis qu'un sol dilatant observera une diminution de sa pression interstitielle.

#### b. Cas des sols partiellement saturés

Le graphe de la Figure 13 permet une bonne représentation du comportement volumique d'un sol non saturé (Delage et Cui 2001). En effet, elle fournit une bonne synthèse des effets de variations de contrainte nette et de succion sur l'indice des vides d'un sol non saturé. On représente la corrélation entre indice des vides et les deux variables d'état de contrainte par une surface d'état qui peut se définir par l'équation [13] :

$$e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w) \quad [13]$$



**Figure 13 : Surface d'état  $e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$  (Delage et Cui 2001))**

Cette surface permet d'identifier différents comportements tels que (1) la consolidation du sol saturé (suction nulle), (2) la compression du sol non saturé à suction constante, (3) la saturation sous charge constante, (4) le gonflement sous charge nulle à l'imbibition, (5) la saturation d'un sol gonflant à volume constant, (6) la compression à teneur en eau constante.

La complexité du comportement volumique au cisaillement d'un sol non saturé peut s'illustrer par le graphe de la Figure 14. Il représente des résultats d'essais triaxiaux à suction contrôlée, réalisés par Cui et Delage sur le limon de Jossigny (Cui et Delage 1996). Le graphe présente l'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale, pour différentes valeurs de suction. On voit que si la suction ne semble pas avoir d'impact sur la pente initiale de contractance, en revanche on observe que plus la suction imposée est grande, plus le matériau montrera une réponse dilatante forte. Cette tendance est à l'opposé de celle observée avec la contrainte de confinement.

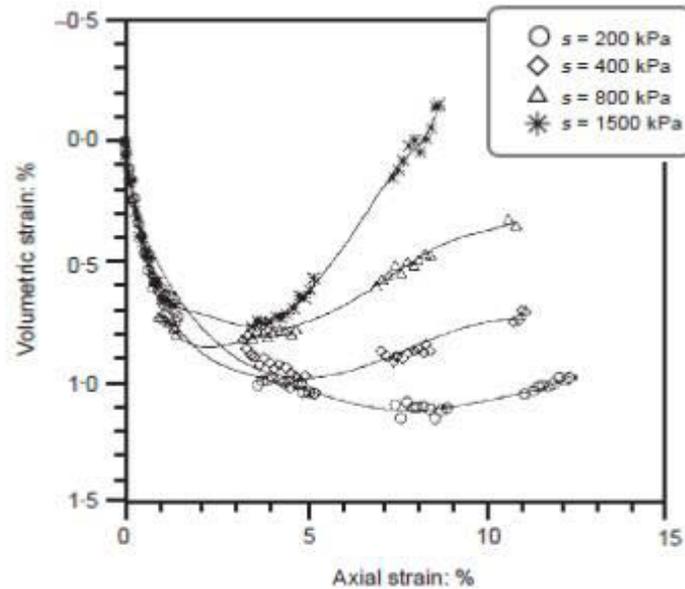


Figure 14 : Résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée sur du limon de Jossigny : évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Cui et Delage 1996)

Le graphe de la Figure 15 illustre les résultats d'essais de consolidation à l'œdomètre à succion contrôlée (Kohgo, Nakano, et Miyazaki 1993). La figure présente l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte, pour trois valeurs de succions. Les principaux effets de la succion sur le comportement volumique sont visibles sur ces résultats :

- La limite élastique augmente avec la succion ;
- La pente  $\lambda$  dans la région plastique (normalement consolidé) est d'autant plus faible que la succion est élevée, ce qui revient à dire que la rigidité du squelette augmente dans la région plastique avec la succion ;
- La pente  $\kappa$  correspondant à la décharge est sensiblement la même pour les trois échantillons, signifiant que la succion n'a pas d'effet lors de la décharge

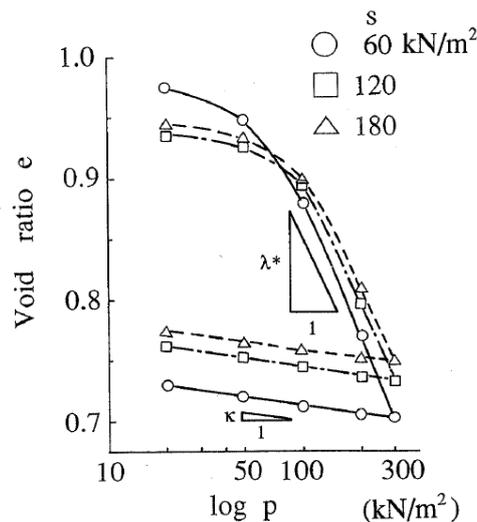


Figure 15 : Résultats d'essais de consolidation à succion constante, pour différentes valeurs de succion (Kohgo, Nakano, et Miyazaki 1993)

### c. Effet d'un fluide poral compressible sur le comportement volumique du sable

Nous avons vu les effets de la succion sur le comportement volumique des milieux partiellement saturés. Néanmoins, il existe également certaines conditions de saturation ou types de matériaux pour lesquelles les effets de la succion peuvent être négligeables. Par exemple, Okamura et Soga (Okamura et Soga 2006) étudient les effets de la compressibilité du fluide interstitiel sur le comportement cyclique d'un sable. Dans leur étude, compte tenu du matériau utilisé et des degrés de saturation impliqués (proches de la saturation totale) ils négligent les effets de la succion. Par contre, l'air en tant que fluide poral joue un rôle d'absorption des surpressions interstitielles générées sous le chargement cyclique et sa présence implique une modification de la compressibilité du milieu. C'est ce mécanisme qu'ils considèrent prépondérant sur la réponse du sable dans ces conditions. Ils définissent d'ailleurs, en utilisant la loi de Boyle, un critère de déformation volumique potentielle. Ce concept de déformation volumique potentielle illustre par exemple le fait que pour des échantillons de matériaux initialement partiellement saturés, la condition de non drainage totale n'impliquera pas un critère de déformation volumique nulle comme pour les sols totalement saturés.

### I.8 Etat caractéristique

L'état caractéristique a été introduit par Habib et Luong en 1978 (cité par (Benahmed 2001)). Il se définit comme le passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant, donc typique des sols qui se trouvent dans un état de densité élevée. Le terme « état caractéristique » est associé par définition à une variation de volume, donc il ne s'observe qu'en conditions drainées. Lorsqu'on se trouve en conditions non drainées, on parle de transformation de phase, qui correspond alors à l'inversion du sens d'évolution des surpressions interstitielles. Le terme de transformation de phase a été introduit par Ishihara et ses collègues (Ishihara, Tatsuoka, et Yasuda 1975). Le point de transformation de phase se notifie dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) par le changement de direction du chemin de contrainte.

### I.9 Etat critique

Le comportement volumique (contractant ou dilatant) d'un sable soumis à une contrainte de cisaillement dépend de sa densité initiale (Figure 16). En 1936, Casagrande suggère pour la première fois l'existence d'un état de densité limite, appelé indice des vides critique (Casagrande 1940) vers lequel tend un sable après cisaillement, quel que soit son état de densité initial.

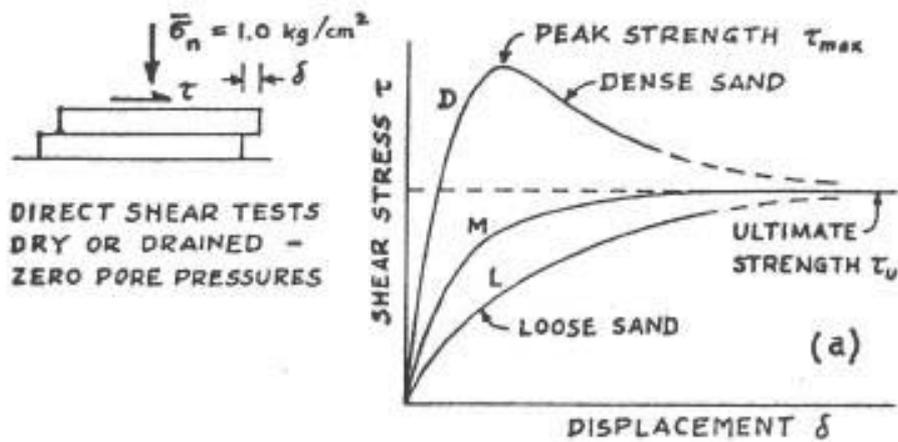


Figure 16 : Mis en évidence des réponses à l'application d'une contrainte de cisaillement différentes de trois échantillons à densités initiales différentes (Casagrande 1979)

La représentation de ces résultats dans le plan  $(e, \delta)$  (Figure 17) met en évidence qu'à cet état ultime, les deux échantillons dense et lâche ont atteint la même valeur d'indice des vides.

L'état critique correspond à un état de plasticité parfaite du matériau ; il se déforme à volume et contrainte constants.

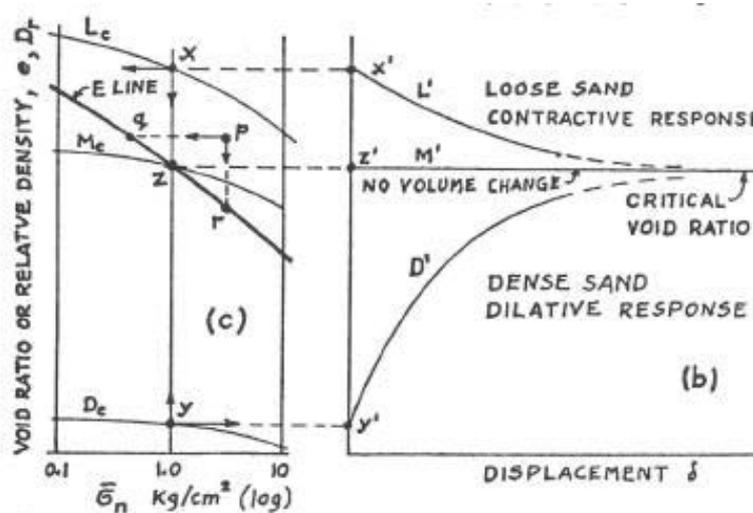


Figure 17 : Mise en évidence des différents comportements volumiques observés sur des échantillons soumis à une contrainte de cisaillement en fonction de la densité initiale (Casagrande 1979)

## I.10 Etude en laboratoire du comportement des sols non saturés : quelques équipements

L'étude en laboratoire des sols non saturés nécessitent des équipements différents de ceux utilisés pour l'étude des sols totalement saturés.

### I.10.1 Coefficient de Skempton

On définit deux coefficients de Skempton, A et B. Ces coefficients ont été définis en 1954 par Skempton (Skempton 1954) afin de pouvoir relier les variations de pressions interstitielles associées à des variations de contraintes totales. Cette relation est définie par l'équation suivante (équation [14]) :

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad [14]$$

Où A et B sont les coefficients de Skempton et  $\Delta\sigma_1$  et  $\Delta\sigma_3$  sont les variations des contraintes totales principales majeure et mineure. Les applications de ces coefficients de Skempton sont diverses. Ils ont par exemple été employés dans les études de stabilité des ouvrages en terres (Bishop 1954).

L'utilisation la plus courante de ces coefficients reste l'évaluation de la saturation des échantillons triaxiaux. Dans cette configuration, les échantillons sont soumis à une pression isotrope. Il s'ensuit que le deuxième terme de l'équation  $A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$  vaut zéro. C'est pour cela que dans le cadre de l'essai triaxial, l'évaluation de la saturation d'un échantillon est quantifiée par le coefficient de Skempton B, qui peut se simplifier alors par (équation [15]) :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad [15]$$

Par la suite, l'usage du coefficient de Skempton B dans l'essai triaxial se généralise, et devient la méthode courante pour évaluer la bonne saturation des échantillons. Chaney (Chaney 1978) définit que la saturation peut être considérée comme totale dès lors que B est supérieur à 0,95. Cette valeur est dorénavant admise par la plupart des expérimentateurs (Bahda 1997) ; (Benahmed 2001) ; (Rascol 2009).

Dans la suite de ce manuscrit, le terme « coefficient de Skempton » fera référence au paramètre de Skempton B.

### I.10.2 Pierre poreuse à haute entrée d'air

La pierre poreuse à haute entrée d'air (HEA) est un équipement nécessaire lorsqu'on travaille avec des échantillons non saturés. Les pores beaucoup plus petits de cette pierre que ceux des pierres « classiques » permettent de maintenir une saturation totale de la pierre même lorsque les échantillons sont désaturés, et notamment lorsque la pression d'air  $u_a$  est supérieure à la pression d'eau  $u_w$  (présence d'une succion matricielle au sein de l'échantillon). La continuité de la phase aqueuse est ainsi assurée entre l'échantillon et le système de mesure. La pierre HEA permet un contrôle indépendant des pressions d'air et d'eau (Fredlund & Rahardjo, 1993) ; (Delage et Cui 2000) ; (Hoyos, Laloui, et Vassallo 2008) ; (Tarantino, Romero, et Cui 2008). La pression d'entrée d'air est la pression d'air maximale qu'on peut appliquer à l'échantillon au dessus de la pierre avant que celle-ci ne se désature. La valeur de la pression d'entrée d'air dépend de la taille des pores de la pierre.

### I.10.3 Méthode de la translation d'axe pour application d'une succion initiale

La méthode de translation d'axes est une technique couramment employée en laboratoire pour créer des conditions de saturation partielles au sein d'échantillons. Elle est particulièrement adaptée sur l'essai triaxial, et de nombreuses études de la littérature illustrent son utilisation (Vanapalli, Nicotera, et Sharma 2008) ; (Unno et al. 2006) ; (Kamata et al. 2007) ; (Kazama et Unno 2007). Le principe de cette technique est d'appliquer une succion matricielle au matériau en appliquant une pression d'air positive. En général dans les sols non saturés, la pression d'air est atmosphérique ( $u_a = 0$ ) et la pression d'eau est négative. La translation d'axes consiste à décaler (ou translater) la valeur de pression d'air de référence ; elle n'est plus égale à la pression atmosphérique, comme dans les sols non saturés naturels, mais devient positive. Cette technique est particulièrement adaptée pour appliquer des valeurs de succions élevées, et en particulier plus élevées que 100 kPa, en laboratoire, sans problèmes associés au phénomène de cavitation dans les appareils de mesure.

### I.11 Bilan

Un sol est un milieu triphasique, constitué d'un squelette solide, et de pores, remplis de fluides, typiquement de l'eau et/ou de l'air. Mis à part les sols saturés, pour lesquels les pores ne sont remplis que d'un fluide, l'eau, la majorité des sols rencontrés dans la pratique sont dits non saturés, c'est-à-dire que les espaces intergranulaires sont remplis d'air et d'eau. La présence de ces deux fluides confère au matériau des propriétés mécaniques particulières. La succion, différence entre les pressions d'air et d'eau de part et d'autre de la peau contractile a pour effet d'augmenter la rigidité du matériau ainsi que sa résistance au cisaillement. Le comportement volumique des sols non saturés est également modifié par rapport à celui des sols totalement saturés. Enfin la compressibilité du fluide poral et les variations de l'état hydrique du matériau peuvent provoquer des modifications du comportement.

## II. Liquéfaction

Il semble que Hazen soit le premier à avoir employé le terme de liquéfaction, pour expliquer la rupture du barrage Calaveras en Californie, en 1920 (Hazen 1920). Suite à la rupture du barrage, il a été constaté que des milliers de mètres cubes de matériau ont été emportés sur plusieurs dizaines de mètres. Le sol présentait une rupture en écoulement, comme s'il était devenu liquide. C'est pourquoi le phénomène fut appelé liquéfaction. Par la suite, Castro (Castro 1969) est l'un des premiers à donner une définition de la liquéfaction. La liquéfaction d'un sable saturé est le phénomène par lequel le sol subit une telle réduction de sa résistance au cisaillement qu'il s'écoule alors comme un liquide. Dans une rupture par liquéfaction, le sol ne s'arrête de s'écouler que lorsque sa pente a atteint un angle très petit. Le fait qu'on assiste dans ce genre de ruptures à l'écoulement de liquide épais est dû au fait que la perte de résistance au cisaillement intervient pour une grande portion de la masse du sol. Ce n'est pas seulement la rupture du sol le long d'un plan de rupture, mais plutôt une rupture généralisée du massif de sol.

La liquéfaction est un phénomène géotechnique dangereux de par l'ampleur des dégâts qu'il cause et de par la rapidité avec laquelle il cause ces dégâts, comme le prouvent les principales catastrophes enregistrées à ce jour (Niigata, Japon en 1964 (Kawasumi 1968); Anchorage, Alaska en 1964 (Hansen 1965) ; Turquie en 1998 (Adalier et Aydingun 2000); Bhuj, Inde en 2001 (Ramakrishnan et al. 2006); Great East Japan Earthquakes, Japon en 2011 ; (Yamaguchi et al. 2012; Tsukamoto, Kawabe, et Kokusho 2012; Tokimatsu et al. 2012)...)

Yasuda et ses collègues (Yasuda et al. 2012) dressent un bilan détaillé des conséquences typiques de la liquéfaction observées dans la zone dévastée lors du séisme de Mars 2011 au Japon :

- Les zones les plus sévèrement touchées correspondent à des zones remblayées avec du sable dragué du fond de la baie ;
- D'après les différents témoignages récoltés, c'est surtout après la réplique qu'ont été observés les bouillonnements de sable et les soulèvements de trottoirs, conséquences typiques de la liquéfaction. Ceci peut s'expliquer par le fait que lors de la première secousse, le sol a été sollicité, la pression a augmenté mais pas au point de liquéfier. Etant donné que la réplique est intervenue très rapidement après la secousse principale, l'eau n'a pas eu le temps d'être évacuée, ou des fissures avaient été créées lors de la première secousse, et donc c'est à ce moment-là que sont intervenus les plus gros dégâts visibles de la liquéfaction. Egalement, ils soulignent que ce n'est pas tant l'intensité du séisme qui a causé tous ces dommages, mais surtout sa durée.
- Enfin, ils ont pu constater que les zones où le sol avait été renforcé par diverses techniques de protection des risques de liquéfaction ont bien résisté. Par contre les techniques de renforcement ont eu pour conséquence de rigidifier les zones renforcées, à tel point qu'elles ont finalement contribué à fragiliser les terrains alentours non renforcés.

Il apparaît donc que le phénomène de liquéfaction soit connu sur le terrain depuis plusieurs décennies. Néanmoins, on observe toujours aujourd'hui des dégâts associés à la liquéfaction, que ce soit à la suite d'épisodes sismiques, mais aussi sous d'autres sollicitations vibratoires importantes telles que le passage des trains à grande vitesse, comme présenté par Jean-Paul Karam dans ses travaux de thèse (Karam 2006).

## II.1 Instabilités

Avant de parler de liquéfaction, il convient de définir un concept plus général englobant la liquéfaction, qui est celui d'instabilités. Dans la littérature, il existe plusieurs manières de définir l'instabilité.

### II.1.1 Concepts théoriques

En 1951, Drucker (cité par (Nguyen 2014)) établit un critère de stabilité en se basant sur la définition thermodynamique de l'écroutissage positif et de la plasticité parfaite. Son critère de stabilité s'exprime comme suit : « un agent extérieur superposé aux forces qui existent dans l'état d'équilibre actuel doit, pour que l'équilibre soit stable, effectuer un travail négatif durant

son application et aussi dans un cycle complet d'application et d'enlèvement de cet agent ». Ce critère s'écrit de manière mathématique (équation [16]) :

$$d^2W^2 = d\sigma_y \cdot d\varepsilon_y^p > 0 \forall d\sigma_y \neq 0 \quad [16]$$

Si  $d^2W^2$  est négatif pour n'importe quel  $d\sigma_{ij}$ , alors le matériau est inconditionnellement instable (si  $d^2W^2$  est négatif pour quelques  $d\sigma_{ij}$  le matériau est dit conditionnellement instable). Ce postulat exige à la fois que la règle d'écoulement soit associée et la surface de charge convexe.

En 1958, Hill (Hill 1958) énonce un autre critère de stabilité. Il considère que « le solide est stable si pour n'importe quel déplacement menant le solide dans une configuration géométrique infiniment proche de la configuration initiale, l'accroissement de l'énergie interne excède l'accroissement du travail des forces extérieures ». Ce critère (équation [17]) s'exprime mathématiquement tel que (Nguyen 2014) :

$$d^2W = d\sigma_y \cdot d\varepsilon_y > 0 \forall d\sigma_y \neq 0 \quad [17]$$

### II.1.2 Applications pratiques

Il existe dans la littérature plusieurs propositions de caractérisation « pratique » des concepts de stabilité et d'instabilité. Lade et ses collègues (Lade, Nelson, et Ito 1988; Lade 1989) définissent l'instabilité comme l'incapacité du matériau à subir une charge donnée ou une petite perturbation de la charge. Darve et ses collègues (Darve et al. 2004) appliquent au domaine de la mécanique des milieux continus la définition originellement proposée par Lyapunov en 1907 (cité par (Darve et al. 2004)) pour l'instabilité des mouvements : « pour un matériau non visqueux et une histoire de déformation donnée, un état de contrainte déformation est considéré stable si pour toutes « petites » variations de sollicitations, la réponse engendrée reste « petite » ». Dans leurs travaux, Chu et ses collègues (Chu et al. 2012) proposent une définition de l'instabilité proche et complémentaire de celle de Lade. Ils définissent l'instabilité en géotechnique comme un comportement caractérisé par le développement fort et rapide de déformation d'origine plastique, dû à l'incapacité de l'élément de sol à supporter une charge, ou contrainte appliquée.

Nguyen (Nguyen 2014) définit dans ses travaux de thèse l'instabilité comme « une diminution rapide et brusque de la résistance au cisaillement lorsque le système est contrôlée en déformation ». Dans les systèmes contrôlés en contraintes, elle se révèle « comme une augmentation toujours soudaine et rapide de la déformation/vitesse de déformation (en conditions drainées) ou de la surpression interstitielle (en condition non drainée) ».

### II.1.3 Notions complémentaires : initiation de l'instabilité, perte de contrôlabilité

L'initiation de l'instabilité peut se définir comme l'état ponctuel de transition entre le comportement stable et instable menant à la rupture du matériau.

Afin d'identifier expérimentalement l'initiation de l'instabilité, on peut se référer à la notion de perte de contrôlabilité, introduite par Nova en 1994 (Nova 1994) qui a l'avantage d'être simple

à définir et pratique à utiliser. Elle est un indicateur expérimental de l'initiation de l'instabilité au sein du matériau, et se traduit expérimentalement par le fait qu'il devient impossible de continuer à imposer la variable d'asservissement (contrainte ou déformation) à l'échantillon testé.

A partir de ces divers travaux, on propose de caractériser le comportement stable et instable de la manière suivante dans notre étude :

**Stabilité** : la contrainte appliquée est constante (en moyenne si on considère un chargement cyclique) et la déformation reste faible.

**Instabilité** : diminution rapide et brutale de la résistance au cisaillement, développement fort et rapide de la déformation axiale, associée à un fort développement des surpressions interstitielles. Le comportement instable est caractérisé expérimentalement par la perte de contrôlabilité de l'échantillon, et le cycle d'initiation de l'instabilité est appelé cycle critique.

En ce sens, le phénomène de liquéfaction peut être assimilé à une instabilité.

## II.2 Phénomène de liquéfaction statique « vraie »

On distingue deux types de liquéfaction, correspondant à deux conditions de chargement différentes. Ce paragraphe s'attache à présenter la liquéfaction dite statique, c'est-à-dire celle déclenchée sous application d'un chargement monotone.

La liquéfaction statique peut intervenir aussi bien dans des ouvrages construits par l'Homme que dans des terrains naturels. Le premier cas de liquéfaction statique observée et reportée dans la littérature est également le premier cas de liquéfaction identifié. Hazen en 1920 décrit la rupture spectaculaire du barrage Calaveras en Californie en 1918, et en attribue les causes à de la liquéfaction statique (Kramer et Seed 1988). De nombreux cas de liquéfaction statique ont été observés depuis des décennies sur des constructions de barrages ou autres ouvrages hydrauliques similaires (digues, îles artificielles,..). La majorité des cas de liquéfaction statique observés dans des dépôts naturels ont eu lieu dans des zones côtières ou off-shore.

### II.2.1 Mise en évidence du phénomène en laboratoire : introduction par le concept de la structure d'écoulement

En 1938, le barrage Fort Peck dans le Montana est l'objet d'une rupture spectaculaire alors qu'il est en cours de construction. L'écoulement s'est déroulé sur un laps de temps de 3 minutes, pendant lesquelles la partie amont du barrage s'est déplacée de 400 mètres, correspondant à 8 millions de mètres cubes de sable transportés. C'est au cours de l'étude de cette rupture que Casagrande introduit le concept de structure d'écoulement. Lorsque le sable s'écoule, chaque grain se trouve en rotation par rapport à ses voisins, de telle sorte que l'ensemble des grains offrent alors une résistance de friction minimale. Casagrande formule les hypothèses suivantes quant à cette structure d'écoulement :

- Elle se répand au sein du matériau par réactions en chaîne ;
- Elle n'existe que pendant l'écoulement

- Au moment où l'écoulement s'arrête, les grains se ré-arrangent et retrouvent une structure statique qui, une fois que l'eau aura été drainée sera légèrement plus dense que la structure initiale.

Castro (Castro 1969) reproduit ensuite en laboratoire la structure d'écoulement et confirme les intuitions de Casagrande. Il réalise des essais triaxiaux monotones non drainés sur des échantillons de sable ayant subi des histoires de contrainte-déformation différentes. Ces essais permettent premièrement de mettre en évidence la structure d'écoulement. Ils permettent également d'identifier des paramètres qui ont une influence sur le développement de cette structure d'écoulement au sein du matériau granulaire.

Les conditions d'essais pour chaque échantillon sont les suivantes :

- 1<sup>er</sup> essai : consolidation isotrope et chargement monotone non drainé ;
- 2<sup>ème</sup> essai : consolidation anisotrope et chargement monotone non drainé
- 3<sup>ème</sup> essai : consolidation isotrope et chargement cyclique. Nous n'aborderons pas ce résultat ici puisque la liquéfaction sous chargement cyclique sera abordée plus loin.

Leurs conclusions sont les suivantes :

- La consolidation anisotrope favorise la formation de la structure d'écoulement ;
- A l'écoulement, les contraintes  $q$  et  $\sigma'_3$  sont non seulement constantes, traduisant l'état stable, mais en plus les trois paliers correspondant aux trois essais différents sont confondus. Ce qui signifie qu'une fois que la structure d'écoulement est développée complètement, le sable a perdu toute mémoire de son histoire de contrainte-déformation passée. On peut raisonnablement penser que la structure d'écoulement était la même pour les trois échantillons.

Castro a donc mis en évidence l'existence d'une structure particulière, se développant au sein du matériau granulaire lorsque celui-ci est soumis à une contrainte de cisaillement en conditions non drainées. Les caractéristiques de cette structure d'écoulement sont notamment un niveau de contrainte de cisaillement résiduelle très faible, le développement de déformations importantes. Cette structure d'écoulement, ne dépendant pas des conditions initiales et observable en grandes déformations a également été observée par Verdugo et Ishihara (Verdugo et Ishihara 1996).

## II.2.2 Les différents types de comportement d'un sable soumis à un cisaillement monotone non drainé

La Figure 18 présente une série d'essais triaxiaux réalisés par Castro (Castro 1969) sur du sable Banding, qui est un sable propre et uniforme. Les trois essais présentés sont des essais triaxiaux non drainés, réalisés sur des échantillons ayant des densités initiales différentes.

La figure en haut à gauche présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale. La figure en haut à droite présente les chemins de contraintes. Enfin, la figure du bas présente l'évolution de la pression interstitielle induite sous le chargement en fonction de la déformation axiale.

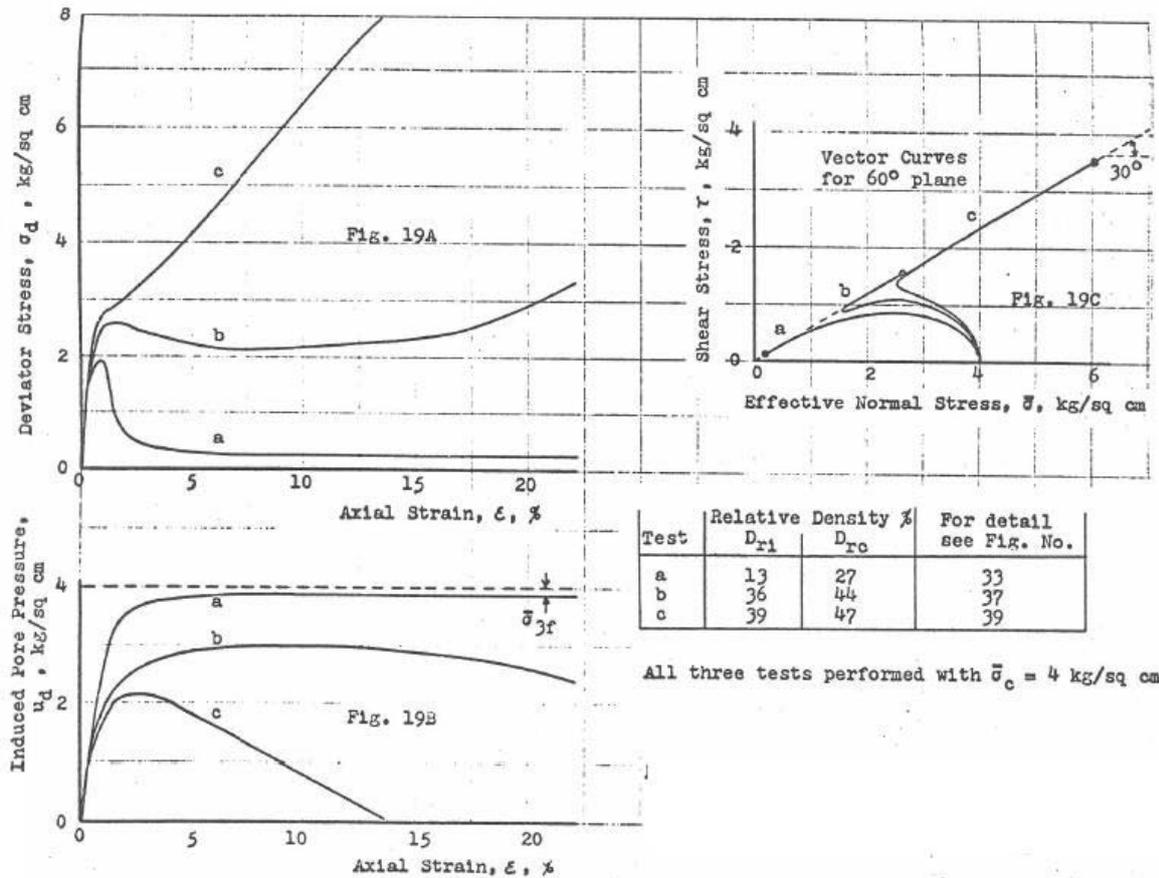


Figure 18 : Résultats des essais triaxiaux monotones sur trois échantillons de sable à densités initiales différentes (Castro 1969)

Ces résultats permettent d'identifier les trois types de réponse qu'un sable peut présenter lorsqu'il est soumis à une contrainte de cisaillement sous conditions non drainées. La réponse du sable est majoritairement fonction de la densité initiale du matériau :

**Le comportement dilatant :** il correspond à ce qu'on observe sur l'échantillon de sable dense (courbe c). Aucune liquéfaction n'a été observée. Après une très courte phase de contractance, le caractère du sol devient dilatant, ce qui permet de dissiper les surpressions interstitielles, et éviter la liquéfaction. C'est un comportement typique des états de densité élevés : pas de pic marqué du déviateur, mais surtout pas de chute post-pic et une augmentation continue. Dans le plan de Cambridge, on observe une légère inflexion vers la gauche du chemin de contrainte, puis rapidement la transformation de phase intervient, et le chemin de contrainte migre à droite.

**La liquéfaction limitée :** c'est un comportement intermédiaire observé sur l'échantillon de sable moyennement dense (courbe b). Après une phase contractante, on assiste à une transformation de phase, où le sol devient alors dilatant : pic du déviateur puis chute post-pic, stabilisation à une valeur minimale puis regain de résistance à grandes déformations. Dans le plan de Cambridge, le chemin de contrainte migre vers la gauche jusqu'à une valeur minimale du déviateur, puis intervient la transformation de phase, c'est-à-dire l'inversion du sens d'évolution des surpressions interstitielles, et le chemin de contrainte migre vers la droite, parallèlement à la droite de rupture, sans jamais l'atteindre.

**La liquéfaction** : le phénomène est observé pour l'échantillon lâche (courbe c) ayant un comportement purement contractant. La pression interstitielle augmente continuellement jusqu'à atteindre la pression de confinement. Dans le plan de Cambridge, le chemin de contrainte ne fait que migrer vers la gauche, révélant un caractère purement contractant, jusqu'à devenir tangent à la droite de rupture.

### II.3 Liquéfaction et mobilité cycliques

La liquéfaction d'un sol peut également intervenir sous l'effet d'une sollicitation cyclique.

#### II.3.1 Principaux types de comportements observables sous un chargement cyclique

Lors d'essais à contrainte contrôlée, on distingue trois grands types de comportements observables sous l'application d'un chargement cyclique, et ces comportements sont représentés sur les trois figures notées (a) de la Figure 19 (Bahda 1997) :

- **Le rochet** : la déformation augmente de manière continue, menant le matériau jusqu'à la rupture ;
- **L'accommodation** : caractérise la stabilisation du matériau sur une boucle d'hystérésis contrainte-déformation ;
- **L'adaptation** : c'est l'illustration d'un comportement élastique, où à partir d'un certain nombre de cycle le chemin contrainte-déformation devient réversible.

Les figures notées (b) sur la Figure 19 présentent les réponses observables sous l'application d'un chargement cyclique pour le cas d'un essai asservi en déformation. Deux types de réponse sont attendus :

- **Le durcissement cyclique** : correspond à une rigidification du matériau, et est visible lorsque la contrainte entre deux cycles croît et se stabilise ;
- **L'adoucissement cyclique** : correspond à un phénomène de ramolissement du matériau, et est visible lorsque la contrainte entre deux cycles décroît et se stabilise.

Enfin, un chargement cyclique peut se réaliser de manière non alternée ((c)), c'est à dire lorsque le déviateur des contraintes appliqué ne change pas de signe au cours du chargement. Il peut être soit seulement de compression ( $q_{cyc} > 0$ ), soit seulement d'extension ( $q_{cyc} < 0$ ). Le chargement cyclique peut également être appliqué de manière alternée, c'est à dire que la contrainte axiale appliquée oscille entre une valeur de compression (positive) et d'extension (négative).

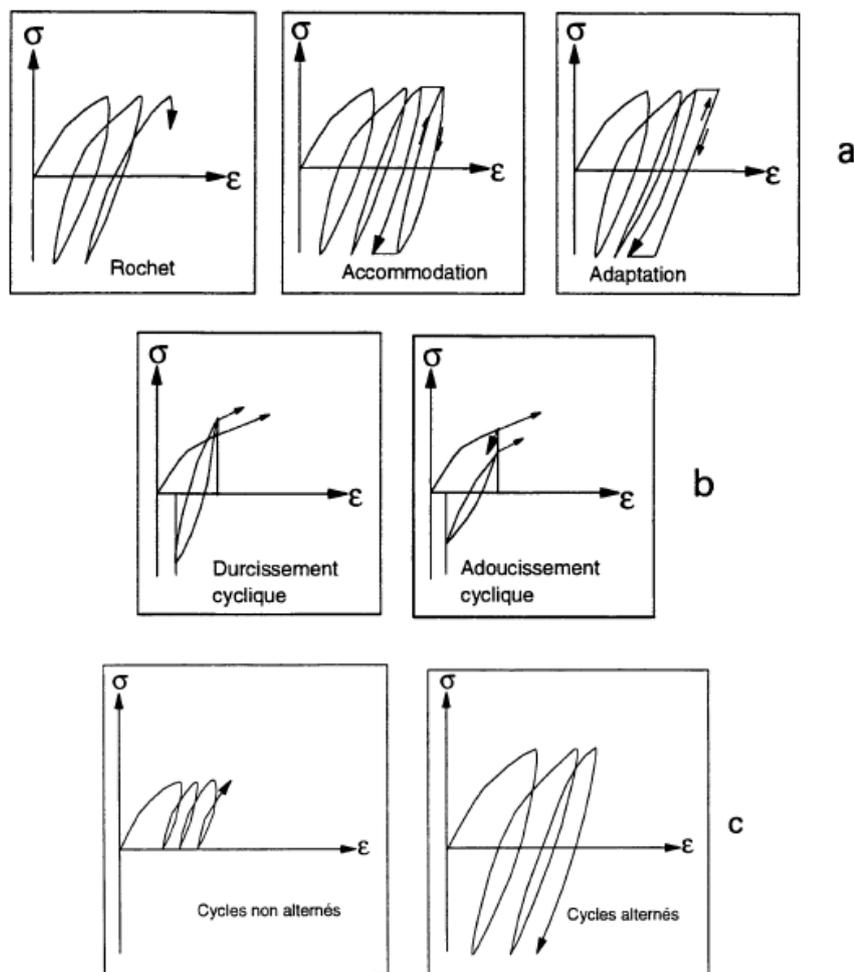


Figure 19 : Représentations schématiques des types de comportements observables sous chargement cyclique (Bahda 1997)

### II.3.2 Liquéfaction sous sollicitation cyclique

Deux phénomènes sont souvent décrits lorsqu'on parle de liquéfaction sous sollicitation cyclique : la liquéfaction cyclique « vraie » et la mobilité cyclique. Pourtant ces deux phénomènes ne doivent pas être confondus.

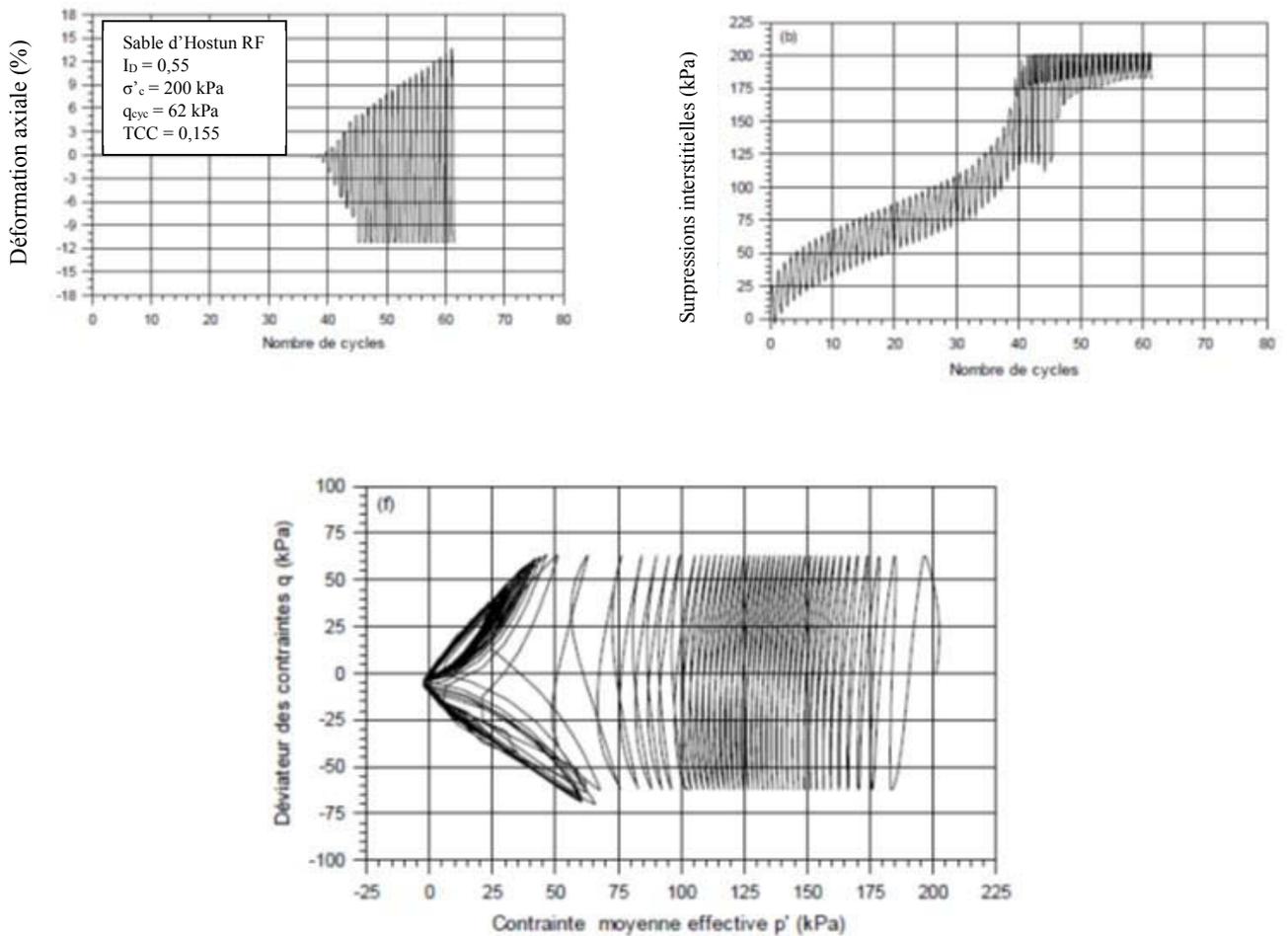
En 1975, il existe une confusion au sein de la communauté scientifique quant à ce qu'on appelle la liquéfaction. Casagrande explique en 1979 (Casagrande 1979) qu'il y a eu confusion à partir de 1966 lorsque les appareils de laboratoires ont été largement développés afin d'étudier la réponse des sables notamment sous chargement cyclique. En effet, on a commencé à observer en laboratoire des phénomènes correspondants à des réponses de sables sous sollicitations sismiques, et on a appelé ces réponses de la liquéfaction. Or ces phénomènes observés en laboratoire ne sont pas de la liquéfaction, et Casagrande propose le terme de mobilité cyclique pour qualifier ce deuxième phénomène.

Verdugo et Ishihara (Verdugo et Ishihara 1996) rappellent la différence entre liquéfaction et mobilité cyclique. D'une part la rupture par écoulement, ou liquéfaction vraie est caractérisée par une augmentation rapide de la pression interstitielle suivie par une perte soudaine de la résistance jusqu'à une valeur résiduelle. D'autre part la mobilité cyclique correspond à une réponse cyclique non drainée au cours de laquelle le sol ne subit pas de perte de résistance mais observe un radoucissement qui est majoritairement dû à l'augmentation de la pression interstitielle sous le chargement cyclique.

L'étude en laboratoire des instabilités de liquéfaction se fait généralement à travers la réalisation d'essais triaxiaux cycliques. La majorité des études recensées dans la littérature sont basées sur des essais triaxiaux cycliques à contrainte contrôlée. Néanmoins, certains auteurs tels que Kazama (Kazama, Yamaguchi, et Yanagisawa 2000) ou encore Seed et Lee (1966), ou Silver et Parks (1976) (cités par (Kazama, Yamaguchi, et Yanagisawa 2000)) préfèrent utiliser des essais triaxiaux à déformation contrôlée. La principale raison de ce choix réside dans la perte d'asservissement des dispositifs expérimentaux généralement observée en fin d'essais de liquéfaction sur des essais à contrainte contrôlée. Dans tous les cas, Kazama rappelle que le type d'essais n'influence pas les résultats principaux. Il s'agit simplement d'adapter l'analyse en fonction du type d'essai réalisé.

### II.3.3 Cas de la mobilité cyclique

La mobilité cyclique correspond à la réponse caractéristique de sables se trouvant dans un état moyennement dense à dense sous un chargement cyclique. Elle se caractérise par la rupture par accumulation de déformations significatives et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement contrairement à la liquéfaction (Benahmed 2001). Canou et ses collègues ont beaucoup travaillé sur la définition et la caractérisation de la mobilité cyclique, afin de bien la différencier de la liquéfaction vraie. Dans (Canou et al. 2000) ils décrivent de manière précise les caractéristiques de la mobilité cyclique.



**Figure 20 : Comportement typique de mobilité cyclique tel qu'observé lors d'un essai triaxial alterné symétrique (Canou et al. 2000)**

La Figure 20 présente les résultats d'un essai triaxial alterné réalisé sur du sable d'Hostun RF dans un état de densité élevée, et met en évidence un comportement typique de mobilité cyclique. La réponse de ce sable sous la sollicitation cyclique se décompose en deux régimes distincts, dont les caractéristiques observées sont différentes.

La première phase se caractérise par :

- Une déformation axiale quasi nulle, sans accumulation, signifiant une stabilisation apparente du matériau, phénomène visible sur le graphe en haut à gauche de la Figure 20 présentant l'évolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles ;
- Parallèlement, comme observé sur le graphe en haut à droite de la Figure 20 présentant l'évolution de la surpression interstitielle en fonction du nombre de cycles une augmentation continue et régulière de la pression interstitielle, dans un mécanisme « à un pic » par cycle ;
- Enfin, le chemin des contraintes présenté sur le graphe du bas de la Figure 20 montre un comportement apparemment stable sur les premiers cycles, sur une boucle d'accommodation très peu dissipative.

Cette première phase s'étend sur les 40 premiers cycles du chargement. Puis la deuxième phase différente se caractérise quant à elle par :

- La modification du mécanisme de génération de surpressions interstitielles, avec un régime « à deux pics » par cycle ;
- L'accumulation rapide de déformation de grandes amplitudes caractéristique d'un phénomène de rochet.

Lorsque le deuxième régime est enclenché, le matériau montre des boucles de dilatance importantes dans le plan  $(p', q)$ , et un comportement fortement contractant en charge, alors qu'il était quasi-élastique sur le premier régime. Ces phases de fortes contractance entraînent la génération de fortes surpressions interstitielles et une migration rapide du chemin de contraintes vers l'origine du repère. Le déclenchement de l'instabilité correspond au moment où le chemin de contraintes effectives franchit pour la première fois le seuil caractéristique. L'accumulation des grandes déformations se fait principalement lorsque les contraintes passent par zéro, puisque c'est à ce moment que les efforts aux contacts entre les grains sont les plus faibles. Ce mécanisme d'accumulation des déformations liée à un état de contrainte nul est également reporté par Vaid et Sivathayalan (Vaid et Sivathayalan 2000). Ces derniers précisent que le premier passage par l'état de contrainte nul a été appelé la liquéfaction initiale par Seed en 1979 (cité par (Vaid et Sivathayalan 2000)). Lors de la recharge suivante, la dilatance permet une « stabilisation » du matériau, un regain de résistance, ce qui permet de pérenniser le phénomène et de le reproduire un certain nombre de fois à l'appareil triaxial. L'essai est arrêté lorsque les déformations axiales deviennent trop grandes, et dépassent la capacité maximale du dispositif.

En conclusion, la mobilité cyclique est plutôt un comportement des sables denses et ne correspond pas à une rupture en écoulement de par le caractère dilatant de ces sables.

#### II.3.4 Cas de la liquéfaction cyclique « vraie »

La liquéfaction cyclique « vraie » est la réponse propre des sables lâches soumis à une sollicitation cyclique rapide, comme typiquement les séismes, mais également le passage des trains, ou toute autre sollicitation vibratoire rapide. La liquéfaction cyclique « vraie » engendre la perte de résistance au cisaillement du sol liée à l'augmentation excessive de la pression interstitielle. C'est une rupture qui correspond à un phénomène d'écoulement : c'est-à-dire qu'une fois le sol liquéfié, la déformation augmente continuellement, tandis que la vitesse, la contrainte et la pression interstitielle restent constantes.

La Figure 21 présente les résultats d'un essai triaxial réalisé sur du sable d'Hostun RF lâche, et met en évidence le comportement typique de liquéfaction cyclique « vraie » (Canou et al. 2000). Comme précédemment, la réponse se caractérise par deux régimes différents.

La première phase se caractérise par :

- Une augmentation régulière de la pression interstitielle, de manière analogue avec ce qu'on observerait pour un sable dense, avec néanmoins un taux de génération supérieur. Ceci est visible sur le graphe en haut à droite de la Figure 21, qui présente l'évolution de la pression interstitielle avec le nombre de cycles ;
- La déformation axiale reste très faible, comme on peut le voir sur le graphe en haut à gauche de la Figure 21 qui présente l'évolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles.
- Enfin, le chemin de contraintes effectives (graphe du bas de la Figure 21) montre pour cette première phase un comportement apparemment accommodé (stable).

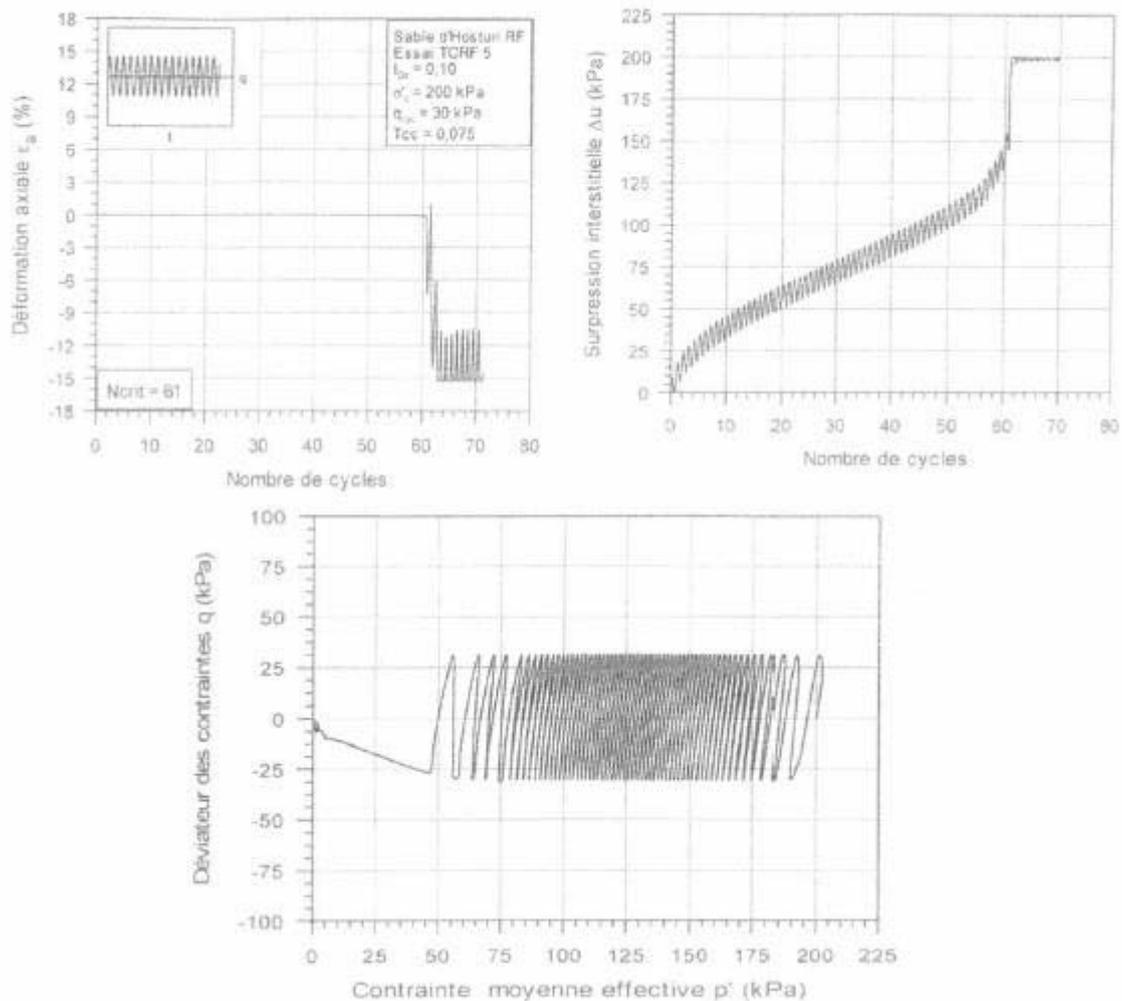
Pour un cycle en particulier, que Canou et al. appelle le cycle critique (Canou et al. 2000) le deuxième régime est enclenché, et il se caractérise par :

- Une chute brusque de la résistance, comme on peut le voir sur le dernier cycle du chemin de contraintes effectives (graphe du bas de la Figure 21) ;
- Le fort développement de la déformation axiale, comme visible sur le graphe en haut à gauche de la Figure 21 ;
- L'augmentation brusque de la pression interstitielle au 60<sup>ème</sup> cycle comme montré sur le graphe en haut à droite de la Figure 21.

Typiquement, la liquéfaction cyclique « vraie » se traduit par :

- Une forte augmentation de la pression interstitielle en début de chargement, une réduction de la vitesse de génération, puis l'égalisation avec la pression de confinement, ce qui se traduit par l'annulation de la contrainte effective.
- Parallèlement, peu de déformation en début de chargement, puis une augmentation brusque jusqu'à des valeurs importantes en fin d'essai.
- Dans le plan de Cambridge, la liquéfaction se traduit par la migration vers la gauche du chemin de contrainte, jusqu'au cycle critique où il devient tangent à la droite de rupture.

Un essai typique de liquéfaction cyclique vraie est interrompu par perte d'asservissement du dispositif.



**Figure 21 : Comportement typique de liquéfaction cyclique vraie tel qu'observé lors d'un essai triaxial alterné symétrique (Benahmed 2001)**

Dans sa thèse, Bahda (Bahda 1997) réalise des essais d'effondrement cyclique sur du sable d'Hostun. Le sable est mis en place dans un état de densité lâche ( $e_c = 0,895$ ,  $I_{dc} = 0,30$ ), consolidé isotropiquement à 400 kPa et soumis à un chargement cyclique d'amplitude 157 kPa en déviateur. Les résultats obtenus sont représentés en Figure 22.

Bahda représente ses résultats avec un premier graphe (graphe (a)) qui montre l'évolution d'une part du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles, et l'évolution des surpressions interstitielles avec le nombre de cycles d'autre part. On voit qu'au point A, l'asservissement en contrainte est perdu, la valeur de déviateur des contraintes cible ne peut plus être atteinte par le dispositif, et on constate une chute de la résistance jusqu'au point B. Selon Bahda, l'effondrement a eu lieu au point C. Parallèlement, on voit que la pression interstitielle augmente continuellement globalement, bien que l'auteur fasse remarquer qu'à l'échelle d'un cycle, elle augmente en charge et diminue en décharge.

Au cycle critique, ici le 12<sup>ème</sup> cycle, qui correspond également à l'effondrement précédemment identifié, la pression interstitielle augmente brusquement (jusqu'au point B de la courbe de la

pression interstitielle de la Figure 22). Après quelques oscillations, la pression interstitielle atteint finalement la pression de confinement, et le matériau se liquéfie.

Bahda met donc clairement en relation un effondrement local du matériau avec le déclenchement d'une instabilité de type liquéfaction. Il identifie également des mécanismes particuliers pour un état proche de l'état stable et proche de l'état de liquéfaction totale du matériau. Il semble donc que l'effondrement provoqué par le chargement cyclique modifie fortement la structure granulaire.

Le graphe (b) de la Figure 22 présente le chemin des contraintes dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) et identifie un comportement de liquéfaction typique, avec d'une part la migration progressive du chemin des contraintes effectives vers l'origine du repère, traduisant le caractère contractant du matériau. Puis finalement l'annulation des contraintes effectives, signifiant l'état de liquéfaction totale du sable.

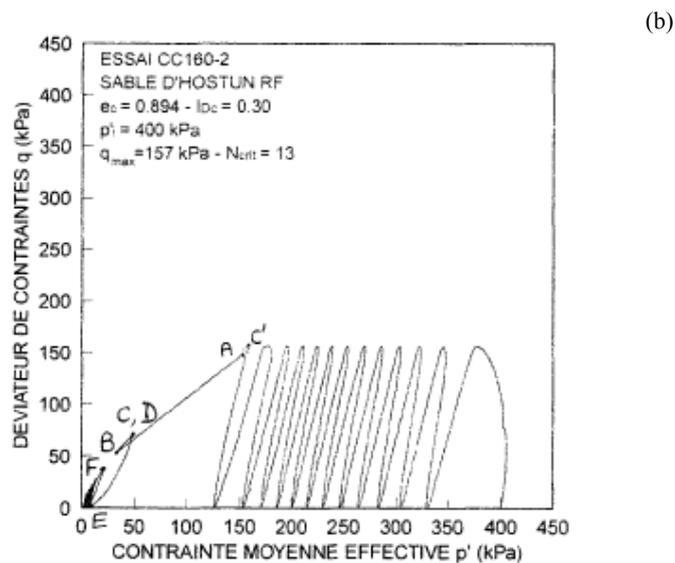
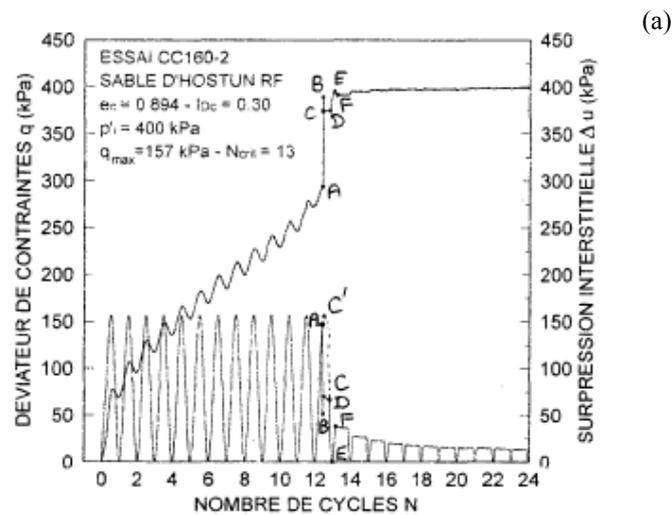
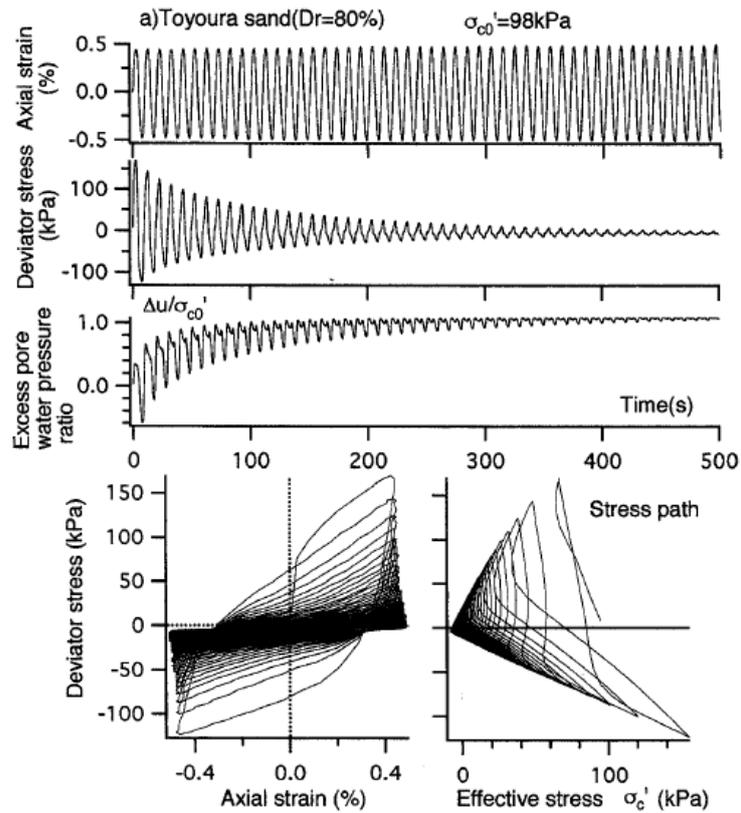


Figure 22 : Résultats d'un essai triaxial non drainé sur du sable d'Hostun lâche, consolidé isotropiquement à 400 kPa et chargé cycliquement (Bahda 1997)

Kazama et son équipe réalisent un essai triaxial cyclique non drainé sur du sable de Toyoura. Cet essai se différencie de ceux précédemment présentés puisqu'il est réalisé non pas en contrainte contrôlée mais à déformation contrôlée. Les résultats sont présentés en Figure 23. Le chargement est alterné (compression et extension), appliqué à une fréquence de 0,1 Hz. Les échantillons sont reconstitués par la méthode de pluviation sèche, à une densité relative de 80%. Ils sont initialement consolidés isotropiquement sous une contrainte effective de 98kPa. Le chargement alterne entre une déformation imposée de -0,5% et +0,5%.

Le graphe du haut représente l'évolution de la déformation axiale en fonction du temps (en secondes). Ce premier graphe montre l'asservissement en déformation de l'essai réalisé. Le deuxième graphe représente l'évolution du déviateur des contraintes (en kPa) en fonction du temps. On constate que très rapidement après le début du chargement cyclique, la contrainte axiale diminue rapidement et fortement, indiquant une perte de résistance de l'échantillon. Parallèlement, comme on peut le voir sur le troisième graphe de la Figure 23 représentant l'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps, on constate une forte génération de surpressions interstitielles au sein de l'échantillon, jusqu'à une valeur très élevée proche de la pression de confinement initialement appliquée. La courbe contrainte-déformation (graphe en bas à gauche) devient de plus en plus « plate » indiquant la diminution de la force axiale, et donc une perte de la rigidité du sol. Selon les auteurs, cette étape est l'étape ultime du processus de liquéfaction. Sur le dernier graphe en bas à droite de la Figure 23 est représenté le chemin de contraintes dans le plan  $(p', q)$ . On constate que rapidement il migre vers l'origine du repère, indiquant une diminution très rapide de la résistance, dès les premiers cycles d'application du chargement.

Dans ces essais en déformation contrôlée, la distinction entre les deux phases (stabilité puis instabilité) n'est pas aussi claire que dans les essais réalisés en contrainte contrôlée ((Bahda 1997) ; (Canou et al. 2000) ; (Benahmed 2001) ;...).



**Figure 23 : Résultats d'un essai triaxial cyclique non drainé sur du sable de Toyoura à déformation contrôlée (Kazama, Yamaguchi, et Yanagisawa 2000)**

Pour résumer, on peut reprendre la figure proposée par Vaid et Sivathayalan (Vaid et Sivathayalan 2000), qui synthétise schématiquement les trois comportements d'un sable observables sous chargement cyclique (Figure 24). Ces trois graphes représentent l'évolution de la contrainte de cisaillement ( $\tau = (\sigma_v - \sigma_h)/2$ ) avec la déformation axiale.

On retrouve la réponse typique caractéristique de la liquéfaction sur le graphe (a), avec l'établissement de l'état stable en grande déformation. La liquéfaction limitée sur le graphe (b), caractérisée par un regain de résistance liée au caractère dilatant des sables impliqués dans ce genre de réponse, avec passage par un état quasi stable (QSS pour quasi stable state). Enfin, la mobilité cyclique sur le graphe (c) avec le passage par l'état de contrainte nul, puis un regain de résistance inhérent au caractère dilatant des sables denses.

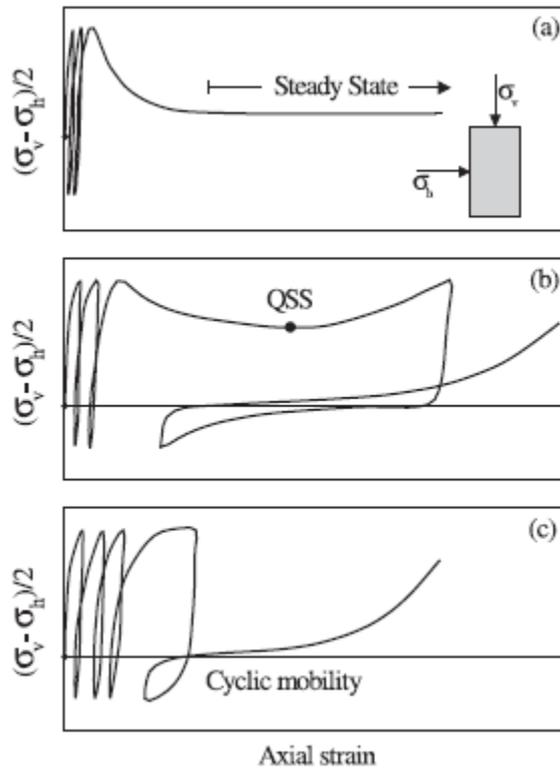


Figure 24 : Développement de (a) liquéfaction (b) liquéfaction limitée suivie de la mobilité cyclique et (c) mobilité cyclique (Vaid et Sivathayalan 2000)

### II.3.5 Méthodes empiriques couramment utilisées dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sables

Plusieurs méthodes ont été développées afin de prévoir le potentiel de liquéfaction des sables. On présente ici quelques-unes de ces méthodes. Elles peuvent être basées sur des résultats d'essais de laboratoire ou des résultats d'essais in-situ

#### a. Méthode basée sur le concept de l'état stable

La mise en évidence d'une structure particulière lors des ruptures par liquéfaction, appelée structure d'écoulement a mené Castro et Casagrande à penser que la ligne d'indice des vides critique, notée ligne E, ne correspond en fait pas aux conditions d'un matériau qui se liquéfie (Castro 1969). La ligne E est obtenue en réalisant des essais triaxiaux drainés. Ils présentent donc les résultats des essais triaxiaux non drainés dans le plan  $(e, \sigma'_n)$ , avec  $\sigma'_n$  la contrainte de confinement effective (Figure 25) et réalisent que la nouvelle ligne obtenue, notée ligne F (F pour « Flow structure ») se trouve à gauche de la ligne  $E_u$  (Casagrande emploie la notation  $E_u$ , mais cette ligne correspond bien à des essais triaxiaux drainés en contrainte contrôlée). C'est-à-dire que la structure d'écoulement, et donc la liquéfaction se déclenche pour des indices des vides et des contraintes plus faibles que la rupture en conditions drainées (ligne  $E_u$ ). Avant d'établir la ligne F, le potentiel de liquéfaction était déterminé via la ligne E. On comprend donc que l'utilisation de la ligne E dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction conduit à une sous-estimation du risque. En fait, la structure d'écoulement ne peut s'observer en conditions drainées.

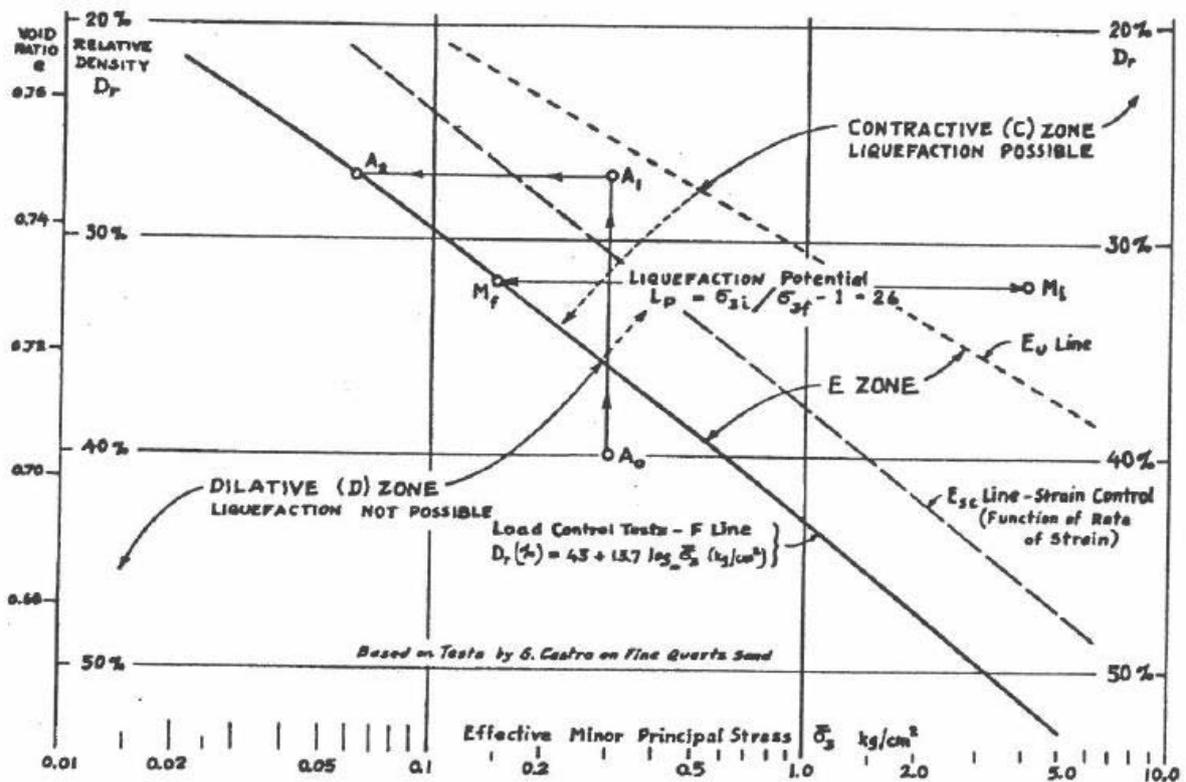


Figure 25 : Illustration de la ligne F, ou ligne d'état stable (Casagrande 1979)

L'ensemble de leurs résultats est présenté dans la Figure 25. Ils définissent deux zones, avec comme frontière entre les deux la ligne d'état stable, ou ligne F. Afin de faciliter l'utilisation du diagramme, Casagrande définit un potentiel de liquéfaction, noté  $L_p$ , qui est fonction de la distance entre le point d'état initial et la ligne F.

Si l'état initial du sable correspond à un point sur la ligne F, alors son potentiel de liquéfaction est nul. Si l'état initial du sable correspond à un point se trouvant à gauche ou en dessous de la ligne F, son potentiel de liquéfaction est négatif, ce qui signifie que sa réponse sera dilatante. Dans cette zone, le risque de liquéfaction n'existe pas.

La zone située au-dessus de la ligne F se divise en deux sous-parties :

- Au-dessus de la ligne notée  $E_u$ , c'est-à-dire celle obtenue avec les essais drainés, la réponse du sable est systématiquement contractante. Le potentiel de liquéfaction dans cette zone est très élevé ;
- Entre les lignes  $E_u$  et F, la réponse du sable peut être soit contractante soit dilatante, en fonction de la vitesse de déformation et de la distance à la ligne F de l'état initial. Typiquement, cette zone correspond à des réponses de type liquéfaction limitée.

On voit également par la position de la ligne F, que la zone non liquéfiable correspond à des états de faibles contraintes de confinement et faibles indices des vides. Casagrande a donc mis au point une méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction, en se basant sur l'hypothèse de l'indice des vides critique, qu'il complète avec Castro pour développer la ligne d'état stable.

## b. Méthodes empiriques

Le potentiel de liquéfaction d'un sol est évalué par la combinaison des propriétés du sol, de facteurs environnementaux et des caractéristiques du séisme auquel il peut être soumis. En 1971, Seed et Idriss (Seed et Idriss 1971) proposent une méthode simplifiée d'évaluation du potentiel de liquéfaction qui consiste à calculer un facteur de sécurité : on compare un terme de résistance et un terme de sollicitation. En ce qui concerne les caractéristiques du sol, on s'intéresse aux paramètres relatifs au module de cisaillement dynamique, aux grains, à la densité relative, à la structure du sol, ... Concernant les facteurs environnement, on tiendra compte du mode de formation du sol, de l'histoire sismique, de l'histoire géologique, de la profondeur de la nappe, ... Enfin, les caractéristiques du séisme sont principalement définies par des critères d'intensité et de durée. Certains de ces critères ne peuvent se déterminer directement mais à l'aide d'essais de laboratoire ou d'essais in situ.

### *Terme de sollicitation*

Le terme de sollicitation doit être déterminé de telle sorte qu'il rende compte de conditions de contrainte et de profondeur réalistes par rapport à la situation qu'on cherche à évaluer. La quantification de ce terme de sollicitation n'est pas forcément évidente, puisqu'elle dépend de nombreux paramètres.

Seed et Idriss proposent d'estimer le rapport de contrainte de cisaillement cyclique (CSR) induit par un tremblement de terre à une profondeur  $z$  en dessous du terrain naturel. Les travaux de Seed et Idriss reposent sur le constat que les contraintes développées dans un sol lors d'un séisme sont principalement dues à la propagation verticale des ondes de cisaillement dans le dépôt. Cette hypothèse mène à une démarche simplifiée pour évaluer les contraintes de cisaillement induites par un séisme (Seed et Idriss 1971).

Le CSR s'exprime par l'équation [18] :

$$CSR = 0,65 \left( \frac{\sigma_v a_{max}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad [18]$$

Avec :

- $a_{max}$  l'accélération horizontale maximale à la surface du sol. C'est un paramètre qui est mesuré par des mesures d'accélération en surface.
- $\sigma'_{vo}$  la contrainte effective verticale à la profondeur  $z$
- $r_d$  est un coefficient de réduction de contrainte permettant de prendre en compte la variation de la rigidité de la colonne de sol avec la profondeur

Le facteur 0,65 permet de convertir le pic du rapport de contrainte cyclique en un rapport de contrainte cyclique représentatif de la majorité des cycles de chargement sur toute la durée de la sollicitation. C'est un facteur qui permet de tenir compte du fait de l'irrégularité du signal sismique (Idriss et Boulanger 2006).

### *Terme de résistance*

Afin d'étudier la réponse du sol sous une sollicitation représentative d'un séisme, on peut réaliser des essais de laboratoire. Ils permettent de calculer une contrainte de résistance cyclique (CRR). Parmi les essais les plus couramment utilisés, on peut citer l'essai de cisaillement direct

cyclique, ou l'essai triaxial cyclique. Etant donné qu'il est souvent difficile d'évaluer le niveau de drainage d'une couche de sol, il est recommandé de toujours considérer des conditions de non drainage pour les essais de laboratoire. D'ailleurs, Casagrande (Casagrande 1940) avait bien mis en évidence que la structure d'écoulement, typique du comportement de liquéfaction ne pouvait s'observer qu'en condition non drainée, en laboratoire.

L'essai de cisaillement direct cyclique est apprécié car il permet de reproduire raisonnablement les contraintes induites par un séisme sur un élément de sol. C'est un essai « simple » et rapide, ce qui est un avantage dans la pratique. Néanmoins, la sollicitation induite dans cet essai est unidirectionnelle, ce qui ne correspond pas exactement aux conditions de terrain.

L'essai triaxial cyclique est largement utilisé dans les études d'évaluation du potentiel de liquéfaction. C'est un essai plus coûteux que l'essai de cisaillement direct, mais un avantage de l'essai triaxial est qu'on peut relier le rapport de contrainte cyclique  $\frac{\tau_h}{\sigma'_v}$  causant la liquéfaction dans un état de contrainte multi-directionnel à celui obtenu au triaxial par la formule suivante ([19]) (Seed et Idriss 1982) :

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_v}\right)_{terrain} \approx C_r \left(\frac{\Delta q}{2\sigma'_c}\right)_{triaxial} \quad [19]$$

Avec  $C_r = 0,57$  pour  $K_0 = 0,4$  et  $C_r = 0,9$  à  $1$  pour  $K_0 = 1$

Il convient néanmoins de rappeler que quel que soit le type d'essai choisi, des difficultés inhérentes à la procédure expérimentale ont depuis longtemps été reconnues, parmi lesquelles on peut citer :

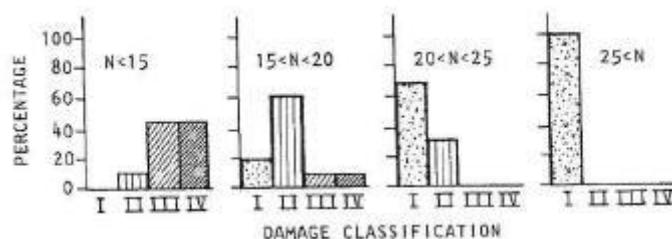
- La sélection d'échantillons représentatifs ;
- La concentration de contraintes dans les échantillons et la bonne uniformité des contraintes durant l'essai ;
- La perturbation des échantillons pour ceux prélevés in situ (modification de la densité, de la structure granulaire, de la teneur en eau,...) ;
- Le bon choix de la méthode de reconstitution et la maîtrise du protocole pour les échantillons reconstitués ;
- ...

L'utilisation des essais in situ a permis d'établir des relations empiriques entre des caractéristiques mesurées du terrain et un potentiel de liquéfaction. Depuis plusieurs décennies, des chercheurs établissent des bases de données permettant d'identifier des lois de corrélations entre des mesures in situ et des valeurs de potentiel de liquéfaction.

Un des essais les plus couramment utilisés est l'essai SPT (Standard Penetration Test). Il s'agit d'un essai de pénétration dynamique. Le carottier est enfoncé par battage sur des tranches de 30cm de profondeur, résultant de deux enfoncements successifs de 15cm sous  $N_1$  coups puis  $N_2$  coups. Par convention, la résistance à la pénétration est caractérisée par  $N_{SPT}$  qui est définie comme (équation [20]) :

$$N_{SPT} = N_1 + N_2 \quad [20]$$

Par exemple, pour des  $N_{SPT} > 20$ , Seed et Idriss (Seed et Idriss 1971) indiquent qu'il n'y a pas de risques de liquéfaction. Au contraire, pour un  $N_{SPT} < 15$ , les dégâts de liquéfaction seront très importants. Ces critères se basent sur des évaluations empiriques. Par exemple, à la suite du séisme de Niigata en 1964 au Japon, Seed et Idriss définissent quatre catégories de dégâts causés par la liquéfaction, la catégorie I étant « pas de dégâts », tandis que la IV correspond à « dégâts sévères ». On voit que plus le  $N_{SPT}$  est faible, plus les dégâts observés sont sévères (Figure 26).



**Figure 26 : Mise en évidence de la relation entre résultats obtenus aux SPT et dégâts causés par la liquéfaction lors du séisme de Niigata, Japon, 1964 (Seed et Idriss 1982)**

Afin de faciliter l'utilisation des résultats SPT, des diagrammes basés sur les résultats obtenus dans diverses zones dévastées sont établis, comme celui présenté en Figure 27.

Seed et Idriss rappellent que ces diagrammes sont intimement liés aux conditions topologiques et hydriques de Niigata en 1964, dont sont issues la majorité des valeurs constituant la base de données des méthodes empiriques. Ils conseillent donc de les associer à des essais en laboratoire par exemple. Depuis 1964, les techniques ont été largement améliorées, et aujourd'hui de nombreux facteurs de corrections ont été incorporés à l'analyse des données obtenues in-situ.

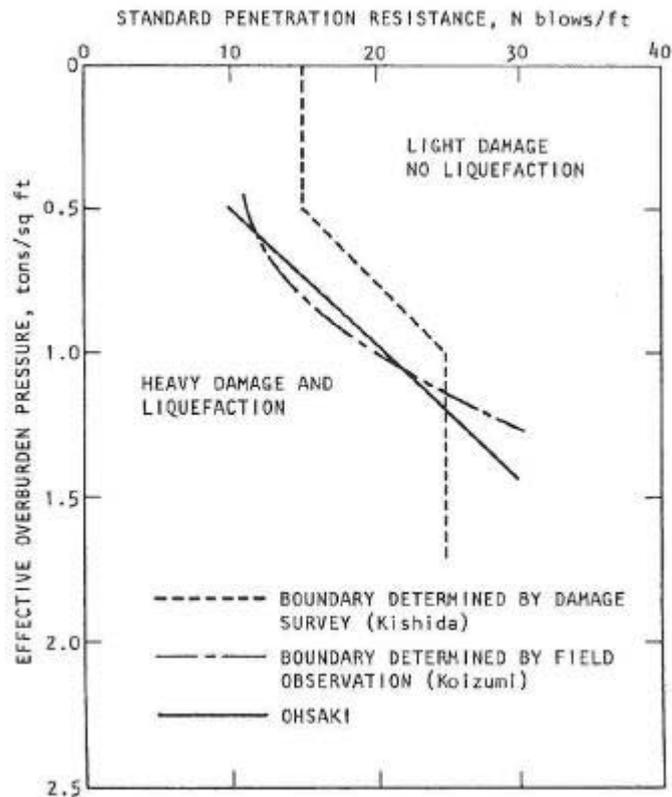


Figure 27 : Diagramme empirique d'évaluation du potentiel de liquéfaction basé sur les résultats d'essais SPT (Seed et Idriss 1982)

L'essai au pénétromètre statique ou essai CPT (Cone Penetration Test) est également utilisé dans des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols. Il s'agit d'un essai de pénétration statique. Son principal avantage est qu'il permet d'obtenir des profils quasi continus du sol, permettant une analyse stratigraphique du terrain. La version CPTu permet d'y associer une mesure de pression interstitielle.

Les essais sismiques (Shear-wave velocity Measurements) peuvent eux aussi être utilisés pour évaluer la résistance à la liquéfaction d'un terrain. C'est notamment le paramètre  $v_s$  mesuré lors de ces essais qui est utilisé dans l'analyse dynamique du sol, puisque ce paramètre est directement relié au module de cisaillement en petites déformations, ce qui permet de l'introduire dans des calculs dynamiques. Néanmoins, ce type d'analyse ne peut s'appliquer qu'en petites déformations, ce qui n'est pas forcément pertinent pour la liquéfaction. Cette méthode a en revanche l'avantage de pouvoir être utilisée sur des terrains qui ne seraient pas accessibles au SPT ou au CPT (Youd et Idriss 2001).

D'autres essais sont parfois utilisés également pour évaluer in situ le potentiel de liquéfaction de sols. Le pénétromètre dynamique léger PANDA par exemple est couramment utilisé dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction des digues de stockage de déchets miniers au Chili (Villavicencio Arancibia 2009)

Les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction reposent sur des captures instantanées de l'état du terrain. Les effets de la modification de l'état hydrique ont donc ici une influence sur les résultats mesurés in-situ. Néanmoins, on constate que les méthodes d'analyses post prise

de mesure ne permettent pas de déterminer le rôle de l'état hydrique sur le potentiel de liquéfaction. Ils ne tiennent pas non plus compte de la potentielle évolution de cet état hydrique dans le temps. Encore une fois, les méthodes couramment utilisées dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols ne prennent pas en compte le degré de saturation des terrains.

## II.4 Facteurs d'influence

Si l'évaluation du potentiel de liquéfaction peut s'avérer être un exercice complexe puisque fortement influencé par nombre de paramètres, on peut néanmoins identifier les paramètres ayant une influence majeure.

### II.4.1 Paramètres d'états

#### a. Densité initiale

La densité est sans doute le paramètre d'influence le plus important dans le comportement mécanique des sables. Son influence sur la sensibilité à la liquéfaction est par conséquent grande. L'influence de la densité initiale sur la liquéfaction (statique et cyclique) a été étudiée par de très nombreux auteurs : (Casagrande 1940) ; (Castro 1969) ; (Bahda 1997) ; (Benahmed 2001) ; (Castro et Poulos 1977) ; (Kramer et Seed 1988) ; (Konrad, Flavigny, et Meghachou 1991) ; (Canou et al. 2000) ; (Gajo, Piffer, et De Polo 2000) ; (Vaid et Sivathayalan 2000) ;...

La Figure 28 présente les résultats d'essais triaxiaux drainés monotones réalisés sur du sable d'Hostun à différentes valeurs de densités relatives ( $I_{DC}$ ), dans la thèse de Benahmed (Benahmed 2001).

Les résultats sont présentés sur deux graphes : le graphe de gauche présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale. On constate que plus l'indice de densité est élevé, plus la courbe contrainte-déformation présente un pic important en petites déformation, avant de suivre un comportement asymptotique à mesure que la déformation augmente.

Le graphe de droite présente l'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale. On voit sur ce graphe que la réponse des quatre échantillons les plus lâches (pour des indices de densité compris entre -0,02 et 0,24) est exclusivement contractante. Pour les deux échantillons les plus denses ( $I_{DC} = 0,53$  et  $I_{DC} = 0,73$ ), la réponse du sable passe par une courte phase de contractance en petite déformation, puis devient dilatant sur le reste du chargement monotone drainé. A noter que le point d'état caractéristique, c'est-à-dire le passage de l'état contractant à dilatant, apparaît pour une déformation axiale d'autant plus petite que l'échantillon est dense, c'est-à-dire qu'on a « raccourcissement » de la phase de contractance avec la densification du matériau granulaire.

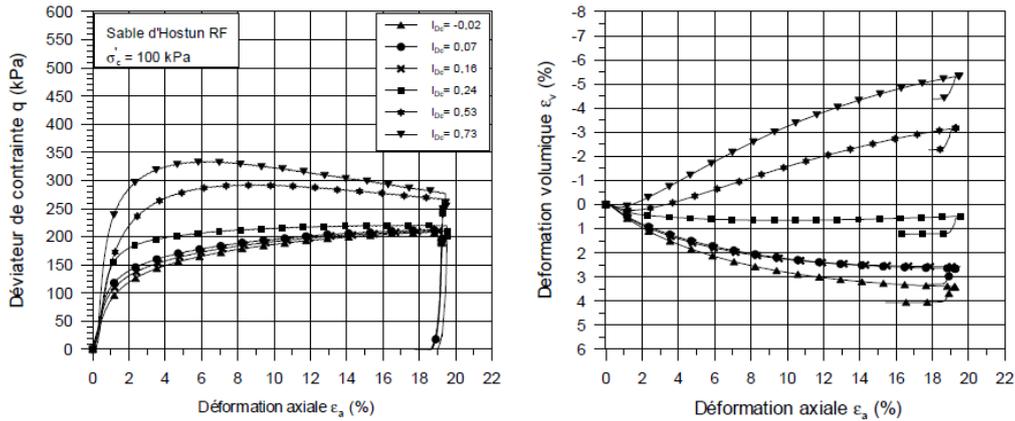


Figure 28 : Résultats d'essais triaxiaux drainés mettant en évidence l'influence de la densité sur le comportement drainé de sable d'Hostun (Benahmed 2001)

Les graphes des Figure 29 et Figure 30 présentent les résultats d'essais triaxiaux non drainés sur le même sable que précédemment.

Les graphes de la Figure 29 présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, pour différentes valeurs de densités (après consolidation), et pour une contrainte de consolidation isotrope initiale de 100 kPa. On retrouve les trois types de comportements identifiés précédemment, c'est-à-dire : un comportement de liquéfaction pour les échantillons les plus lâches ( $I_{DC} = -0.02$  et  $I_{DC} = 0.07$ ), avec établissement d'un niveau de résistance résiduelle très faible et le développement de grandes déformations, caractéristiques de l'état stable. De la liquéfaction limitée, caractéristique des densités moyennement lâche ( $I_{DC} = 0,16$  et  $I_{DC} = 0,24$ ). On remarque que les pics de contraintes sont d'autant plus élevés que la densité est élevée. Enfin, les échantillons les plus denses ( $I_{DC} = 0,73$  et  $I_{DC} = 0,92$ ) ne présentent aucun signe de radoucissement. La résistance croît continuellement jusqu'à une valeur élevée, où l'essai est arrêté par limitation du dispositif expérimental.

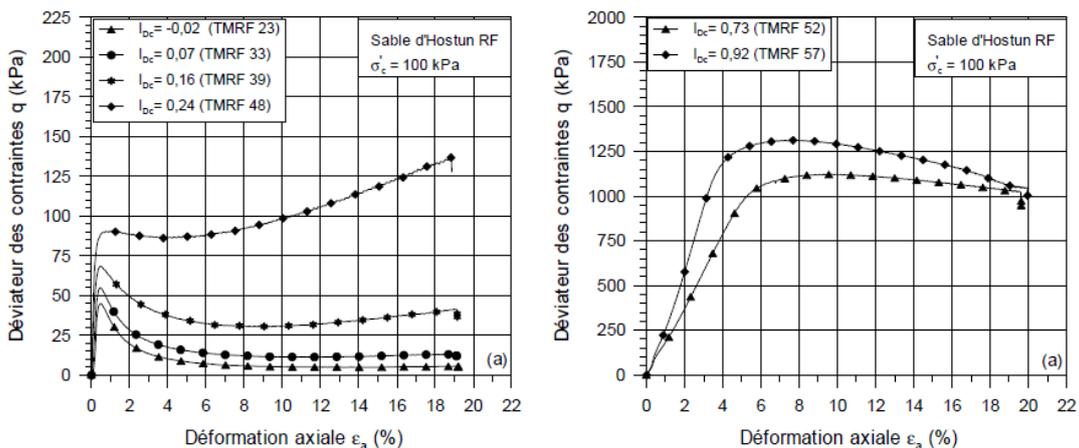
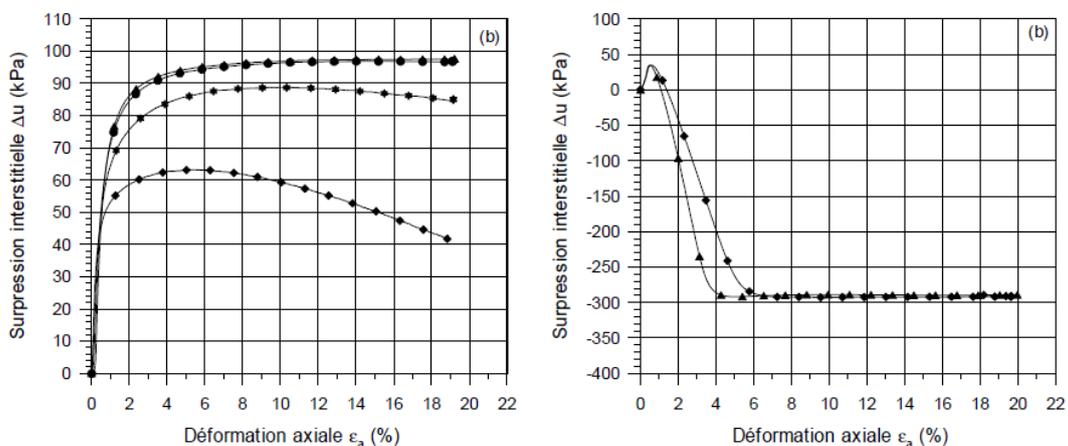


Figure 29 : Résultats d'essais triaxiaux non drainés réalisés sur du sable d'Hostun - Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour différentes valeurs de densités (Benahmed 2001)

L'évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (Figure 30) permet de mettre en évidence les réponses différentes observées en fonction de la densité initiale. Les échantillons de sable lâche (contractant), correspondants aux indices de densité  $-0,02$  et  $0,07$  voient leur pression interstitielle augmenter continuellement, jusqu'à atteindre une valeur très élevée proche de la pression de confinement. C'est un comportement typique de liquéfaction, correspondant au caractère fortement contractant observé en conditions drainées (Figure 28). Pour les indices de densités correspondants à des états moyennement lâches, on retrouve le comportement intermédiaire de liquéfaction limitée, avec une phase initiale d'augmentation de la pression interstitielle puis une diminution en grandes déformations, à mettre en parallèle avec le regain de résistance observé sur la Figure 29. Enfin, le caractère dilatant des échantillons les plus denses ( $I_{DC} = 0,73$  et  $I_{DC} = 0,92$ ) observé en conditions drainées (Figure 28) se traduit ici, en conditions non drainées, par une forte diminution de la pression interstitielle allant vers de fortes valeurs négatives (graphe de droite de la Figure 30).

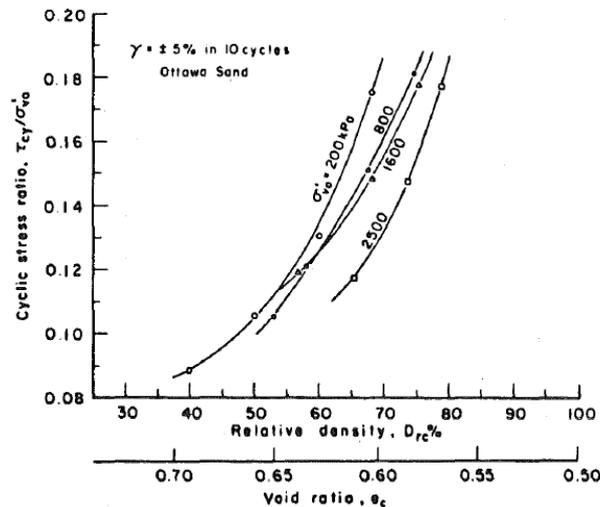


**Figure 30 : Résultats d'essais triaxiaux non drainés réalisés sur du sable d'Hostun - Evolution des surpressions interstitielles en fonction de la déformation axiale pour différentes valeurs de densités (Benahmed 2001)**

Pour résumer, le caractère volumique observé en conditions drainées, contractance ou dilatance, conditionne la génération de surpressions interstitielles en conditions non drainées. Plus le matériau est dense, plus il va montrer une réponse dilatante, ce qui se traduit par des pressions interstitielles générées négatives sous chargement non drainé. Au contraire, les matériaux lâches fortement contractants en conditions drainées vont présenter de fortes générations de surpressions interstitielles sous chargement non drainés, induisant une plus grande susceptibilité aux instabilités de liquéfaction.

Concernant le comportement cyclique, étant donné qu'il est fortement lié au comportement monotone (« comportement enveloppe »), la conclusion sur l'influence de la densité relative est la même. Plus l'échantillon est dense, plus la contrainte appliquée pour provoquer la rupture doit être élevée (ou le nombre de cycles). Ces résultats ont été déjà montrés par de nombreux auteurs ((Castro et Poulos 1977) ; (Benahmed 2001) ; (Vaid, Chern, et Tumi 1985) ; (Vaid et Sivathayalan 2000) ...)

Vaid et ses collègues (Vaid, Chern, et Tumi 1985) présentent des résultats d'essais cycliques de cisaillement simple réalisés sur des échantillons à différentes densités relatives, sur du sable d'Ottawa. Ces résultats sont présentés en Figure 31. On voit bien que plus la densité augmente, plus il faut une grande contrainte de cisaillement appliquée pour, dans le cas présent, atteindre une déformation de 5% en 10 cycles.



**Figure 31 : Résultats d'essais de cisaillement cyclique sur du sable d'Ottawa - Mise en évidence de l'influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Vaid, Chern, et Tumi 1985)**

#### b. Forme des grains et granulométrie

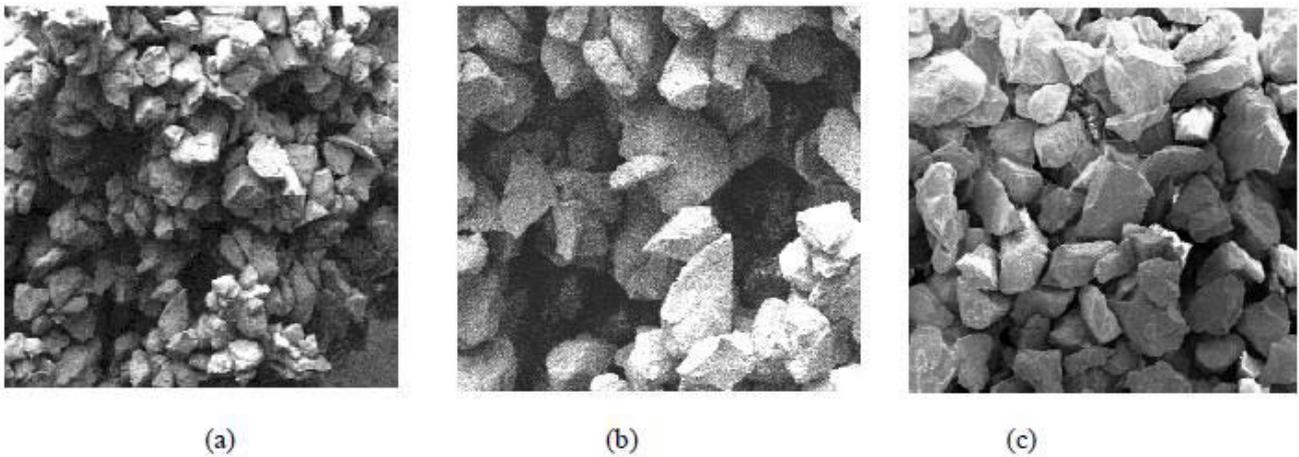
La forme des grains, et donc par extension leur provenance influe sur leur réponse à la liquéfaction. Des auteurs tels que Benahmed (Benahmed 2001) ont comparé deux sables dont la forme des grains était différente. Elle a notamment comparé d'une part le sable de Hostun, dont les grains sont plutôt anguleux, et le sable de Fontainebleau d'autre part, dont les grains ont une forme plus arrondie. Ses résultats montrent que le sable de Fontainebleau a une sensibilité à la liquéfaction plus grande que le sable de Hostun. En conclusion, plus la forme des grains du sable est arrondie, plus le matériau sera liquéfiable. Également, Castro et Poulos (Castro et Poulos 1977) ont mis en évidence que les matériaux possédant une granulométrie peu étendue et uniforme étaient plus sensibles aux risques de liquéfaction.

#### c. Structure granulaire

La structure granulaire est un autre paramètre d'influence sur le potentiel de liquéfaction des sables. En laboratoire, la structure granulaire est conditionnée par la méthode de reconstitution des échantillons choisie.

Par exemple, Benahmed et ses collègues (Benahmed, Canou, et Dupla 2004) comparent la méthode de pluviation sèche avec celle du damage humide à travers la réalisation d'essais triaxiaux monotones non drainés. Les deux méthodes permettent d'obtenir des échantillons lâches, ce qui permet la comparaison à indice des vides constant. La méthode de pluviation à sec permet d'obtenir des structures plutôt stables, avec un empilement régulier des grains. Au contraire, la méthode de damage humide favorise la formation de structures très instables, avec

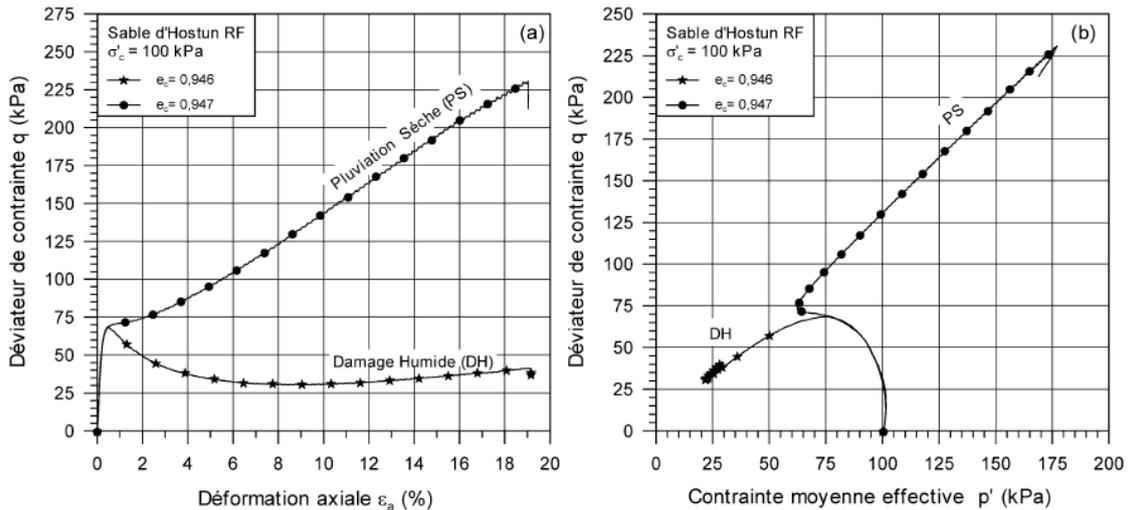
la présence d'agrégats et de macro-pores, comme identifié dès 1975 par Casagrande (Casagrande 1979). Les deux types de structures sont visibles sur les microphotographies présentées en Figure 32 issues des travaux de Benahmed et ses collègues (Benahmed, Canou, et Dupla 2007).



**Figure 32 : Microphotographies du sable d'Hostun mettant en évidence les différentes structures granulaires obtenues en fonction de la méthode de reconstitution (a) agrégats et macropores par damage humide (b) zoom sur les macropores du damage humide et (c) empilement régulier induit par la pluviation sèche (Benahmed, Canou, et Dupla 2007)**

On voit clairement sur la Figure 33 la différence de réponse du matériau, pour une même densité, en fonction de la technique employée pour fabriquer les échantillons. Le graphe de gauche présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, pour l'échantillon reconstitué par damage humide et pour celui reconstitué par pluviation sèche. Les deux échantillons se trouvent dans le même état de densité (lâche).

L'échantillon reconstitué par la méthode de damage humide présente un comportement typique de liquéfaction. Au contraire, l'échantillon reconstitué par la méthode de pluviation sèche présente une réponse caractéristique des sables dilatants. Les chemins de contraintes, présentés sur le graphe de la Figure 33 (b) met clairement en évidence un comportement de liquéfaction typique pour l'échantillon reconstitué par damage humide, avec migration rapide du chemin des contraintes vers l'origine du repère. Le chemin de contraintes correspondant à l'échantillon reconstitué par la méthode de pluviation sèche montre une réponse d'abord contractante, puis dilatante une fois passé le seuil caractéristique, ce qui est un comportement typique de sable dilatant.



**Figure 33 : Résultats de deux essais triaxiaux non drainés monotones réalisés sur du sable d'Hostun - Mise en évidence de l'influence de la méthode de reconstitution (Benahmed, Canou, et Dupla 2004)**

On met donc en évidence que la structure granulaire initiale du matériau, conditionnée en laboratoire par la méthode de reconstitution choisie a une forte influence sur la réponse du matériau lorsque soumis à un chargement. La méthode de reconstitution par damage humide donne des structures très instables vis-à-vis de la liquéfaction, avec formation d'agrégats et de macropores. Ces résultats sont confirmés par d'autres auteurs : (Vaid et Sivathayalan 2000) ; (Konrad, Flavigny, et Meghachou 1991) ; (Canou et al. 2000) ; (Noureddine Della et al. 2009) ; (Mulilis et al. 1977) ; (Benahmed, Canou, et Dupla 2007) ; (Benahmed 2001) ; ...

Il est à noter néanmoins l'étude réalisée par Zlatovic et Ishihara sur différents sables limoneux, visant à mettre en évidence les effets de la structure initiale sur les différentes phases de la réponse non drainée des matériaux (Zlatovic et Ishihara 1997), et qui ne confirme pas les précédentes conclusions. Ils comparent trois méthodes de reconstitution : le damage humide, la pluviation sèche et la sédimentation dans l'eau. D'après leurs résultats, la méthode de reconstitution n'a pas d'effets significatifs sur la valeur du pic du déviateur des contraintes. Par contre, la méthode de reconstitution, et donc la structure initiale du matériau influence le comportement post pic. Leurs résultats sur du sable du Nevada semblent indiquer, au contraire des auteurs précédemment cités, que la méthode de pluviation sèche donne des structures plus instables que celles obtenues par damage humide (Figure 34). Néanmoins, les résultats qu'ils obtiennent sur un sable limoneux naturel (Lagunillas), prélevé sur une digue à proximité du lac Maracaibo au Venezuela montrent que c'est le damage humide qui provoque un comportement de liquéfaction, avec rupture en écoulement. La pluviation sèche donne une réponse de liquéfaction limitée, tandis que la sédimentation dans l'eau donne un comportement typique de sables dilatants, comme présenté sur la Figure 35.

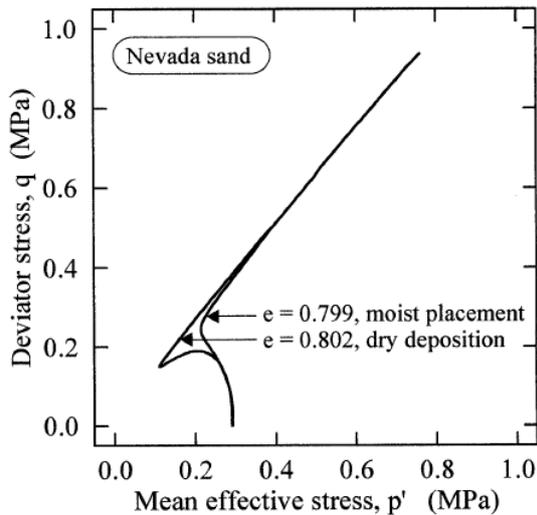


Figure 34 : Résultats de deux essais triaxiaux non drainés monotones réalisés sur du sable du Nevada, pour deux méthodes de reconstitution différentes : le damage humide (moist placement) et la pluviation sèche (dry deposition)

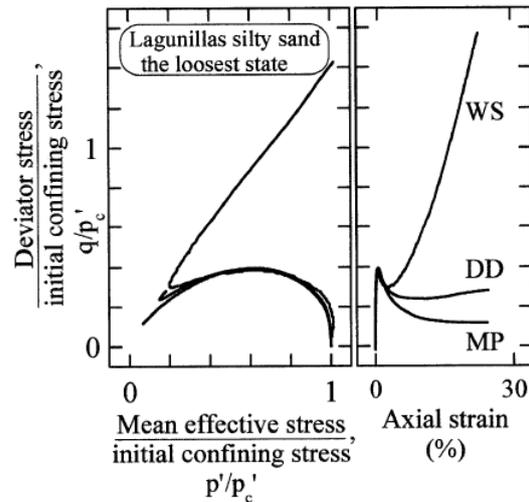


Figure 35 : Résultats d'essais triaxiaux non drainés monotones réalisés sur du sable limoneux, pour trois méthodes de reconstitution différentes : le damage humide (MP), la pluviation sèche (DD) et la sédimentation dans l'eau (WS) (Zlatovic et Ishihara, 1997)

Il semble donc que les effets de la méthode de reconstitution varient en fonction du matériau testé. Comme rappelé par Della et ses collègues (N. Della et al. 2009) les effets de la structure initiale sur le comportement non drainé des sables sont complexes, et par conséquent a fait l'objet de nombreuses recherches, sans toujours parvenir à un consensus global et unique.

#### II.4.2 Paramètres mécaniques

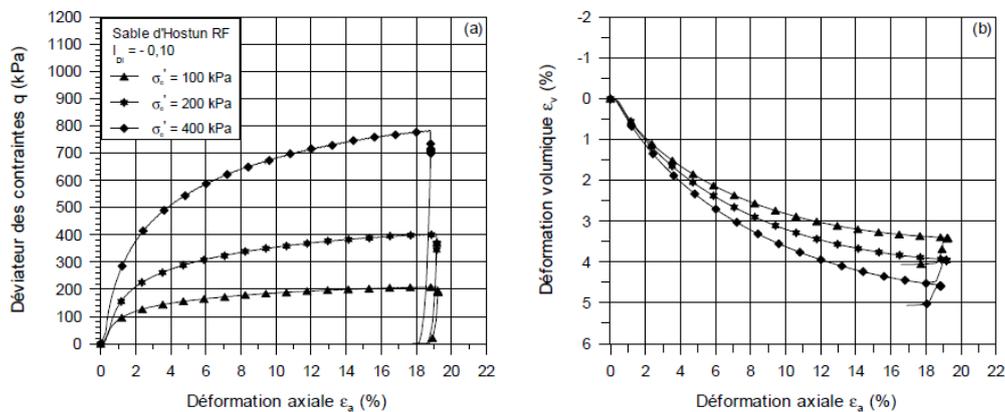
##### a. Contrainte de confinement isotrope

Les effets de la contrainte de confinement initiale sont sujets à des discussions et interrogations au sein de la communauté, au vu des différentes études recensées dans la littérature. De nombreux auteurs ont étudié l'influence de la valeur de pression de confinement isotrope sur la résistance à la liquéfaction, parmi lesquels on peut citer (Vaid, Chern, et Tumi 1985) ; (Konrad, Flavigny, et Meghachou 1991) ; (Canou et al. 2000) ; (Kramer et Seed 1988) ; (Yamamuro et Lade 1998) ; (Castro et Poulos 1977) ; (Benahmed 2001).

Deux phénomènes s'opposent quand on regarde l'influence de la contrainte de confinement sur la réponse des sables sous cisaillement : l'amélioration des caractéristiques mécaniques induite par l'augmentation de la contrainte de confinement, qui s'oppose à l'accentuation du caractère contractant du matériau lorsque soumis à des grandes contraintes de confinement.

*Augmentation de la contrainte de confinement : paramètre défavorable vis-à-vis de la liquéfaction*

Benahmed (Benahmed 2001) montre à travers la réalisation d'essais triaxiaux monotones drainés sur du sable d'Hostun l'accentuation du caractère contractant du sable avec l'augmentation de la contrainte de confinement. La Figure 36 présente sur le graphe de gauche l'évolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale, pour trois valeurs de contraintes de confinement différentes. A droite on présente les déformations volumiques associées, en fonction de la déformation axiale. On constate que plus la contrainte de confinement augmente, plus la résistance mobilisée est grande, mais aussi plus le caractère contractant est marqué.



**Figure 36 : Résultats d'essais triaxiaux monotones drainés sur du sable d'Hostun - Effet de la contrainte de confinement sur le comportement volumique (Benahmed 2001)**

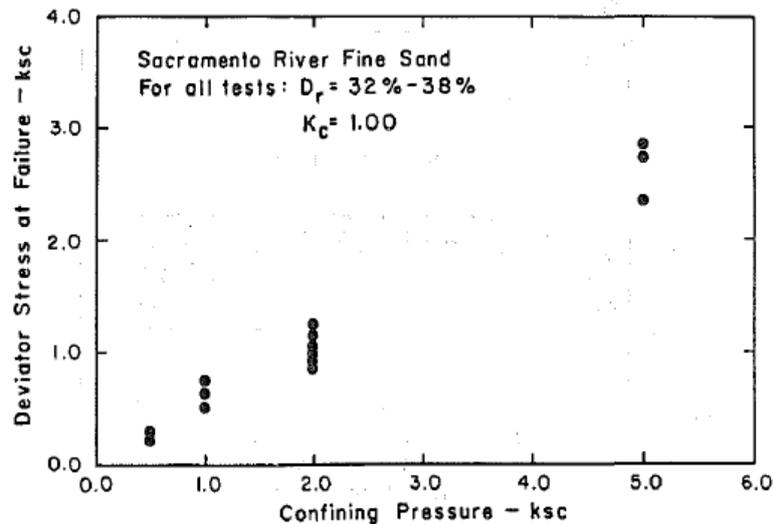
Le fait que le matériau montre une tendance plus contractante en conditions drainées avec l'augmentation de la contrainte de confinement se traduirait a priori en conditions non drainées par de plus fortes surpressions interstitielles générées sous l'application du chargement, et donc a priori une plus grande sensibilité à la liquéfaction avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

Ce point de vue est celui d'auteurs tels que (Konrad, Flavigny, et Meghachou 1991), qui montrent à travers des essais triaxiaux monotones non drainés que la diminution de la contrainte de confinement entraîne la diminution de l'augmentation de la pression interstitielle pendant le chargement, traduisant ainsi le caractère plus contractant pour des valeurs de pressions de confinement plus élevées.

C'est également la conclusion retenue par Castro et Poulos dans leur étude de 1977 (Castro et Poulos 1977) qui montrent à travers l'indice de susceptibilité de liquéfaction  $L_p$  que plus la contrainte de confinement est grande, plus la susceptibilité à la liquéfaction est grande.

### *Augmentation de la contrainte de confinement : paramètre favorable vis-à-vis du risque de liquéfaction*

Contrairement aux travaux précédemment cités, d'autres études ont montré des conclusions opposées quant à l'influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction. Kramer et Seed (Kramer et Seed 1988) (entre autres), ont montré que plus la contrainte de confinement est élevée, plus la contrainte qu'il faut appliquer au matériau pour initier la liquéfaction est grande (Figure 37).



**Figure 37 : Effets de la pression de confinement sur la valeur du déviateur des contraintes à la rupture par liquéfaction (Kramer et Seed 1988)**

### *Contrainte de confinement et potentiel de liquéfaction*

Yamamuro et Lade (Yamamuro et Lade 1998) tempèrent ces conclusions, et mettent en évidence qu'il apparaît difficile d'établir une relation directe entre pression de confinement et potentiel de liquéfaction. Ils définissent à partir de résultats d'essais de cisaillement non drainé sur du sable du Nevada différentes régions de potentiel de liquéfaction, fonction de la pression de confinement. On retient notamment les deux régions extrêmes en termes de pression de confinement (valeurs élevées et valeurs faibles). Ils observent non seulement de la liquéfaction pour les faibles valeurs de contrainte de confinement, mais également pour les valeurs de confinement très élevées. Ils en concluent qu'il n'existe pas de relation directe entre le seul paramètre de contrainte de confinement et le potentiel de liquéfaction.

Cette relation non linéaire a été mise en évidence expérimentalement par Vaid et ses collègues en 1985 (Vaid, Chern, et Tumi 1985), pour une large gamme de valeurs de pressions de confinement. Les résultats sont présentés en Figure 38, et montrent, pour différentes valeurs de densités relatives l'évolution de la contrainte nécessaires pour déclencher la liquéfaction en fonction de la contrainte de confinement (ici exprimée en termes de contrainte verticale initiale). On constate bien que la relation n'est pas linéaire, traduisant bien la dualité entre les deux effets de la contrainte de confinement (amélioration des performances et caractère contractant). C'est d'ailleurs la raison pour laquelle dans les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction,

c'est bien la combinaison entre indice des vides et contrainte de confinement qui définit les conditions à prendre en compte.

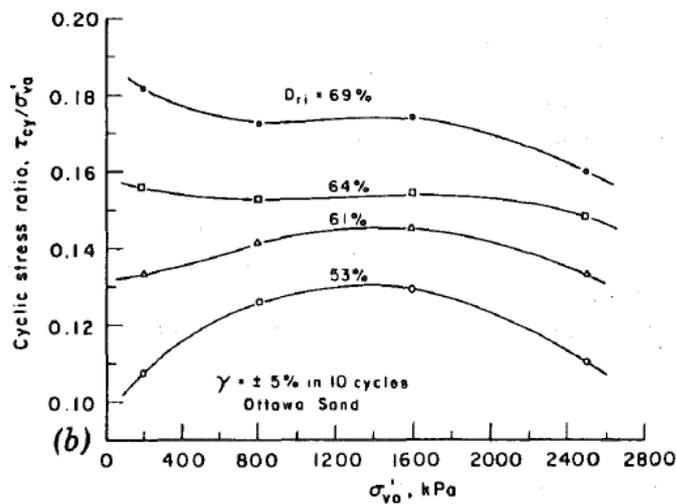


Figure 38 : Effet de la pression de confinement pour différentes valeurs de densités relatives sur la résistance au cisaillement cyclique pour du sable d'Ottawa (Vaid, Chern, et Tumi 1985)

Ce que l'on peut néanmoins retenir, et qui est avancé par plusieurs auteurs tels que notamment Yamamuro et Lade (Yamamuro et Lade 1998) c'est que si on recoupe les conclusions précédentes avec des considérations plus pratiques, des observations *in situ* notamment, on constate qu'en général les dégâts liés à la liquéfaction observés sur le terrain ne sont jamais pour de grandes profondeurs, mais bien sur des terrains de surface. Ainsi, il semble que *in situ*, ce sont les faibles valeurs de confinement qui sont le facteur le plus défavorable sur la résistance à la liquéfaction, et pas le caractère contractant induit par des contraintes de confinement plus élevées. De plus il convient de conserver une démarche raisonnable, et de lier de manière pertinente les paramètres de laboratoire avec des valeurs réalistes du terrain. Cette conclusion est confirmée par les observations relevées sur le terrain après le séisme de Niigata au Japon en 1964 et reportées par Seed et Idriss (Seed et Idriss 1982). Dans ce rapport, on peut lire que des dégâts avaient été observés jusqu'à environ 20mètres de profondeur. Les terrains situés à des profondeurs plus importantes avaient en effet été épargnés par la liquéfaction. D'ailleurs, les normes européennes ne préconisent de vérifications à la liquéfaction que jusqu'à 20 mètres de profondeurs.

- Influence de l'amplitude du chargement

L'amplitude du chargement cyclique appliqué peut s'exprimer à travers le taux de cisaillement cyclique (TCC), défini par l'équation [21] :

$$TCC = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c} \quad [21]$$

Avec  $\tau_{cyc} = q_{cyc}/2$  le demi déviateur cyclique et  $\sigma'_c$  la contrainte de consolidation

Benahmed (Benahmed 2001) a montré que l'amplitude du chargement appliqué a une influence sur le nombre de cycles nécessaires pour déclencher l'instabilité de liquéfaction ; plus le TCC est élevé, moins il faut de cycles de chargement pour déclencher l'instabilité.

Il faut noter que de nombreux auteurs ont mis en évidence le lien qui existe entre le comportement non drainé monotone et le comportement non drainé cyclique du sable. Vaid et Chern en 1985 (cité par (Hyodo et al. 1994) mettent en évidence que le comportement monotone forme une « enveloppe » du comportement cyclique. Les résultats qu'ils obtiennent sur deux sables montrent que la liquéfaction intervient pour le même rapport de contrainte critique que ce soit sous chargement monotone ou cyclique, et ce quel que soit l'état initial. Plus tard en 1988, Alarcon-Guzman et ses collègues (Alarcon-Guzman et Chameau 1988) établissent que la liquéfaction sous chargement cyclique intervient lorsque le chemin de contraintes cyclique rejoint le chemin de contraintes monotone.

Le caractère « enveloppe » du comportement monotone par rapport au comportement cyclique a également été mis en évidence par d'autres auteurs tels que Canou entre autres (Canou et al. 2000).

En conclusion, le niveau de contrainte de cisaillement cyclique appliqué à l'échantillon triaxial a une influence sur la réponse du matériau, et la valeur de la contrainte appliquée aux échantillons lors des essais cycliques est donc aussi à évaluer en fonction des résultats obtenus dans les essais de chargement monotone.

- Fréquence

Tatsuoka et son équipe (Tatsuoka et al. 1986) comparent deux échantillons identiques mais sollicités sous des chargements cycliques non drainés à des fréquences différentes (0,5Hz et 0,1Hz). Ils ne trouvent pas d'influence de ce changement de fréquence sur les résultats.

Néanmoins, ils ont préféré pour la suite de leurs essais appliquer le chargement avec la fréquence la plus faible pour un meilleur contrôle des paramètres et une meilleure précision dans l'acquisition des données.

Ces observations sont confirmées par les résultats obtenus par Yoshimi et Oh-Oka en 1975 (Yoshiaki Yoshimi et Oh-Oka 1975), qui ont étudié l'influence de la fréquence pour des valeurs plus élevées, de 1 Hz à 12 Hz. Leurs résultats sont présentés en Figure 39, qui présente le rapport de contraintes cycliques en fonction du nombre de cycles nécessaires pour déclencher la liquéfaction, pour différentes valeurs de fréquences de chargement. On constate que quelle que soit la fréquence d'application du chargement cyclique, il n'y a pas de distinction entre les points obtenus.

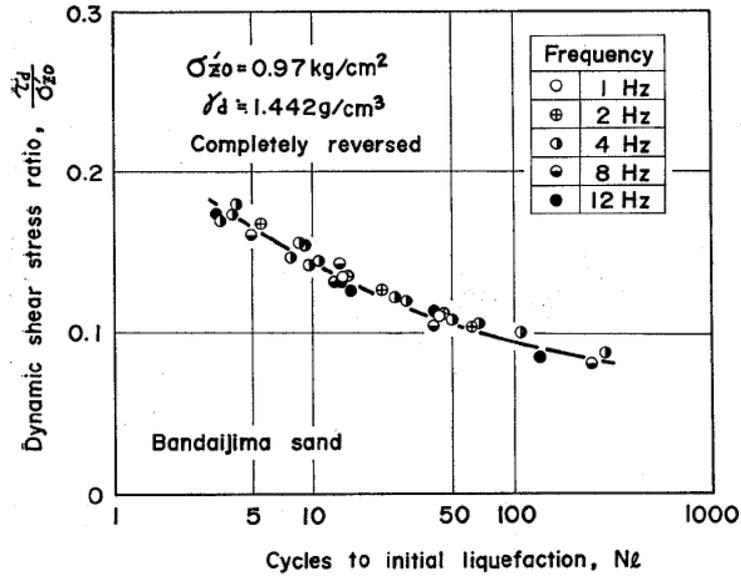


Figure 39 : Influence de la fréquence de chargement sur la résistance cyclique d'un sable (Yoshiaki Yoshimi et Oh-Oka 1975)

Peacock et Seed (Peacock et Seed 1968) ont également étudié l'influence de quatre fréquences différentes comprises entre 1/6 Hz et 4 Hz (noté cps pour cycle per second sur la Figure 40) et leurs résultats (Figure 40) confirment également que la fréquence n'a pas d'influence significative sur les résultats d'essais de chargement cyclique non drainés.

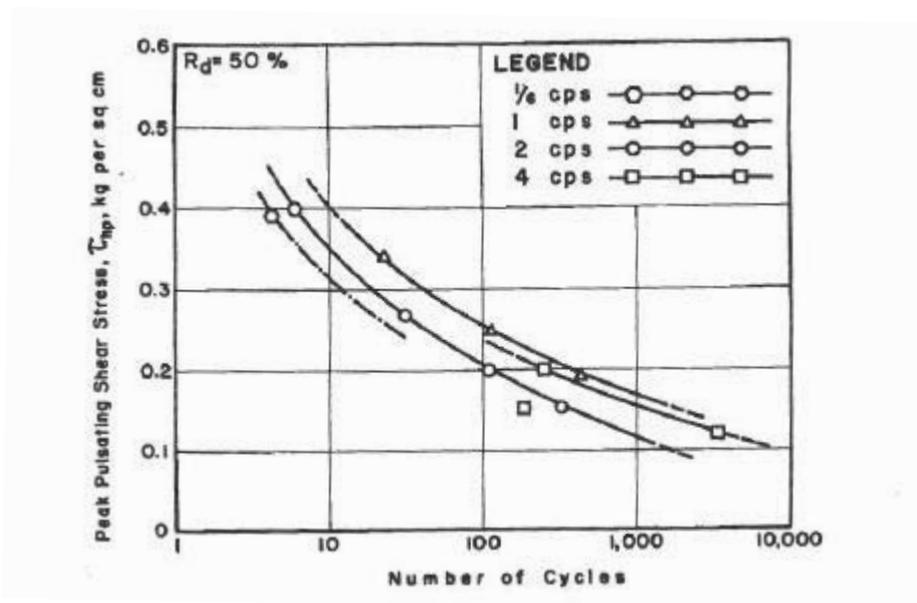


Figure 40 : Effet de la fréquence sur les résultats d'essais de cisailment cycliques non drainés (Peacock et Seed 1968)

On a fait un état de l'art sur les paramètres principaux ayant une influence sur le potentiel de liquéfaction des sables.

L'influence de certains paramètres sur le potentiel de liquéfaction des sables a été clairement établie :

- Etat de densité lâche
- Matériaux possédant des grains arrondis et une distribution granulométrique resserrée
- Structure granulaire instable, reproduite en laboratoire par la méthode du damage humide

L'influence de la contrainte de confinement n'est pas directe sur le potentiel de liquéfaction. Néanmoins, compte tenu des observations in situ, il semble que les terrains superficiels sont les plus touchés par les dégâts de liquéfaction. L'amplitude du chargement cyclique dépend de la contrainte de cisaillement au pic identifiée sur les essais de chargement monotones. Enfin, la fréquence d'application du chargement en conditions non drainées n'a a priori pas d'influence majeure sur le comportement cyclique du sable.

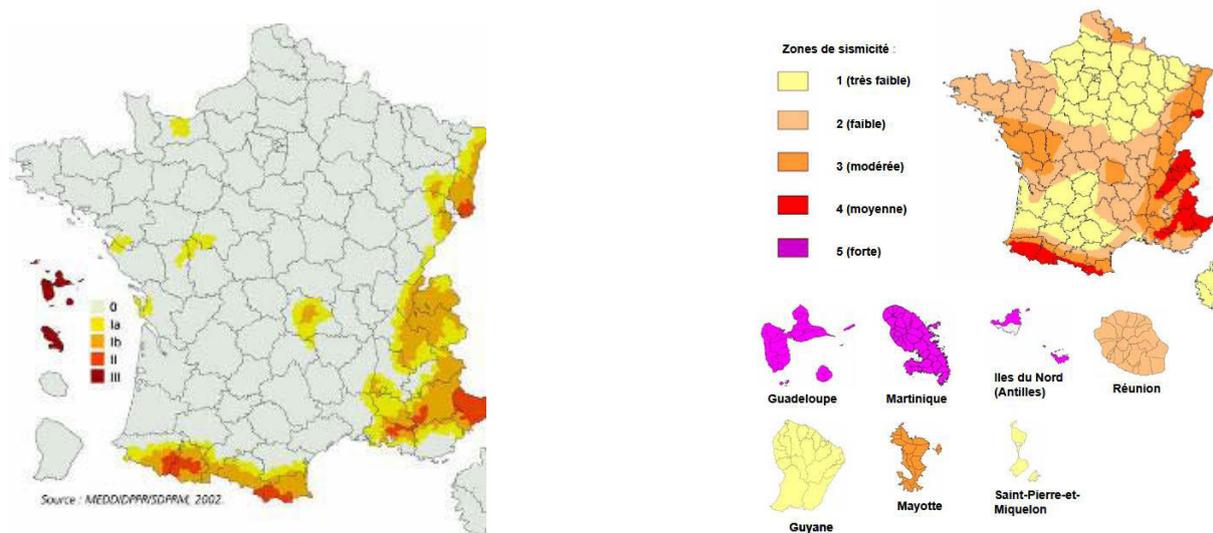
## II.5 Contexte réglementaire

Puisque la liquéfaction est un phénomène à risques, que ce soit pour les populations comme pour le patrimoine, la réglementation a évolué et a été adaptée dans l'objectif de tenir compte de ces risques.

Plus précisément, le contexte réglementaire français a été soumis à trois changements (Brule et Javelaud 2014). Un premier d'ordre législatif, avec la modification de l'arrêté du 22 Octobre 2010, qui a été remplacé par l'arrêté du 25 Octobre 2012, accompagné du décret n° 2010-1254. Cet ensemble de modification du cadre législatif a entraîné la redéfinition des classes de risques des bâtiments, équipements et installations, la redéfinition des cinq zones de sismicité qui divisent l'ensemble du territoire français, ainsi que la redéfinition des valeurs d'accélération sismique à prendre en compte lors des calculs de dimensionnement, en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance du bâtiment. Ces réglementations législatives stipulent notamment que des dispositions parasismiques sont à définir dès lors que la zone considérée est dite à « risque normal », c'est-à-dire pour les zones de sismicité 2,3,4 et 5. En pratique, ces modifications législatives font que des installations qui n'auraient pas dû être dimensionnées vis-à-vis du risque sismique doivent l'être aujourd'hui.

Une deuxième modification a été apportée au contexte réglementaire sismique français via la mise en place des nouvelles normes européennes, en particulier les Eurocodes NF EN 1998-5. Ces nouveaux codes donnent lieu à de nouvelles règles de dimensionnement que ce soit des structures, comme des fondations et ouvrages de soutènement.

Enfin, le décret n°2010-1255 redéfinit entièrement la carte sismique du territoire français. Comme on peut le voir sur la Figure 41, ce décret modifie de manière importante les zones de risques sismiques à considérer. A gauche on présente l'ancienne carte sismique, à droite la nouvelle carte sismique telle que définie par le décret n°2010-1255. On comprend que dorénavant, des zones qui étaient considérées par l'ancienne législation comme à risque sismique nul entrent aujourd'hui dans le cadre du risque sismique. Or même modéré, le risque sismique doit également maintenant être pris en compte lors du dimensionnement des ouvrages.



**Figure 41 : Carte des risques sismique française. Gauche : ancienne réglementation. Droite : nouvelle réglementation**

Le paragraphe 4.1.3 de la partie 5 de l’Eurocode 8 donne notamment les préconisations à suivre quant aux sols potentiellement liquéfiables.

Premièrement les Eurocodes définissent la liquéfaction comme « la diminution de la résistance et/ou de la raideur due à l’augmentation durant le mouvement sismique, de la pression interstitielle d’eau dans les matériaux saturés sans cohésion, susceptibles de produire des déformations permanentes significatives, ou même une quasi-annulation de la contrainte effective dans le sol ».

L’Eurocode indique que l’évaluation de la sensibilité à la liquéfaction doit être effectuée lorsque le sol de fondation comprend des couches étendues ou des lentilles épaisses de sable lâche, avec ou sans fines silteuses ou argileuses, au-dessous du niveau de la nappe phréatique, et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol.

Afin d’évaluer le potentiel de liquéfaction, la norme de dimensionnement européenne préconise la réalisation d’essais in-situ et de laboratoire.

Pour les essais in-situ, l’évaluation du risque de liquéfaction doit se faire selon les Eurocodes par la réalisation d’essais de pénétration standard (SPT) ou de pénétration statique (CPT). Ces essais in-situ permettent de prendre en compte l’état des sols en place, notamment en termes de densité. Les résultats de ces essais peuvent également être dépendants de l’état hydrique des matériaux testés. Néanmoins cette dernière interprétation n’est parfois pas évidente. Ces essais in-situ doivent être complétés par l’établissement des courbes granulométriques des matériaux en laboratoire.

L’Eurocode 8, partie 5, paragraphe 4.1.3 donne à l’utilisateur les conditions pour lesquelles le risque de liquéfaction peut être négligé. Ces conditions s’appliquent sur des critères de :

- Contraintes verticales, traduisant des profondeurs limites au-delà desquelles le risque n’est plus à considérer ;

- De quantité de fines, les sols ayant une forte proportion de fines ne sont pas considérés comme liquéfiables ;
- Granulométrie, les matériaux grossiers, drainants ne sont pas considérés comme liquéfiables ;
- Densité.

Les normes préconisent d'évaluer le risque de liquéfaction par des méthodes reconnues d'ingénierie géotechnique, basées sur des corrélations expérimentales entre les mesures *in situ* et les contraintes critiques de cisaillement cyclique censées avoir causé la liquéfaction à l'occasion de séisme. Pour cela, il existe des abaques empiriques de liquéfaction, illustrant l'approche par corrélation expérimentale appliquée aux différentes mesures *in situ*. Ces abaques sont donnés par l'Eurocode. Parallèlement, la norme donne une formule permettant de calculer la contrainte de cisaillement de sollicitation en fonction notamment du coefficient sismique du sol  $\alpha$  ainsi que du profil de sol considéré. A noter que cette formule ne s'applique que pour des couches d'épaisseur inférieure à 20 mètres, traduisant encore que le risque de liquéfaction ne concerne essentiellement que les couches de terrain superficielles.

A travers la lecture des différents textes régissant le cadre réglementaire français, on constate que si les risques de liquéfaction sont aujourd'hui réellement reconnus, et mieux appréhendés, il reste encore des points qui ne sont pas abordés, comme notamment l'état hydrique des terrains. En effet, l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols se fait principalement par la caractérisation granulométrique des matériaux, ainsi que par l'évaluation de sa résistance mécanique et sa densité. La norme ne considère liquéfiables que les sols totalement saturés, « au-dessous du niveau de la nappe phréatique ». Il reste donc un flou quant à l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols qui se trouvent au-dessus du niveau de la nappe phréatique. Paradoxalement, les textes stipulent bien que le risque de liquéfaction est d'autant plus élevé que la profondeur est faible, ce qui induit donc que les zones les plus à risques sont essentiellement constituées de matériaux non saturés. On a donc aujourd'hui un vide normatif et donc des risques qui ne sont pas pris en compte.

## II.6 Bilan

La liquéfaction peut être définie comme une rupture de mode diffus, concernant particulièrement les milieux granulaires fins. Sous l'action d'une sollicitation monotone ou cyclique, d'application rapide par rapport à la perméabilité des terrains, le sol se rompt et se comporte comme un liquide. C'est un mode de rupture qui engage de grandes masses de sol, augmentant son caractère dangereux. Le risque de liquéfaction est une préoccupation actuelle. Les normes européennes et internationales prévoient d'ailleurs un cadre afin d'être capable d'évaluer le potentiel de liquéfaction, et proposent des solutions de remédiation. Le potentiel de liquéfaction est multifactoriel : densité, structure granulaire, profondeur,... et ces différents facteurs sont considérés par les normes. Par contre, elles ne proposent aucune mesure permettant de prendre en compte l'état hydrique dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols.

### III. Influence du degré de saturation sur le comportement des sols à la liquéfaction

#### III.1 Contexte

Il est traditionnellement considéré que le risque de liquéfaction n'existe que pour des sols qui se trouvent dans un état de saturation totale. Comme on l'a vu précédemment, c'est d'ailleurs sur ce postulat qu'ont été établies les préconisations quant au risque de liquéfaction dans les normes européennes.

Ces considérations ont été motivées par plusieurs études qui ont montré que la diminution du degré de saturation entraînait une amélioration conséquente des performances du matériau vis-à-vis des risques de liquéfaction.

Par exemple, Yegian et ses collègues (Yegian et al. 2007) ont mis en évidence que l'augmentation de la pression interstitielle sous un chargement cyclique était modifiée par la présence d'air initial au sein du matériau. Ils ont remarqué que pour des échantillons initialement saturés à hauteur de 96%, la pression interstitielle augmente plus doucement que celle au sein d'un échantillon totalement saturé. Néanmoins, leurs essais ont été conduits sur des temps de sollicitation relativement faible, de 15 secondes. Les effets inertiels de la présence d'air sont démontrés effectivement. Mais les effets bénéfiques à long terme de la présence d'air dans le matériau ne sont quant à eux pas étudiés. Si Yegian a montré que le degré de saturation variait peu pendant 482 jours d'observation dans des conditions hydrostatique, on ne peut affirmer par ces résultats que le degré de saturation initial n'est pas modifié sous l'application d'un chargement dynamique de forte intensité tel qu'un séisme.

En 2013, He et ses collègues (He, Ivanov, et Chu 2013), proposent une solution de réduction des risques de liquéfaction par formation de biogaz au sein des matériaux. Cette solution peut s'avérer plus pérenne que celle proposée par Yegian puisqu'elle implique la formation d'azote, qui est un gaz inerte et sa solubilité dans l'eau est faible. Ils ont montré à travers leurs essais que la diminution du degré de saturation initial limite les excès de pression interstitielle. Néanmoins, leurs essais, réalisés par un dispositif de table vibrante présente l'inconvénient de ne pas assurer des conditions de non drainage totale. Or on a vu que les structures d'écoulement propres à la liquéfaction ne pouvait s'observer qu'en conditions non drainées. Durant la sollicitation cyclique, tous les échantillons ont subi une variation de volume, même les échantillons totalement saturés. On peut donc se poser la question si les conditions dans lesquelles ont été réalisés ces essais correspondent bien à des conditions induisant liquéfaction. Les mesures sont réalisées sur des durées de sollicitation très courte, de l'ordre de 20 secondes. Ainsi, on peut se demander si à plus long termes la pérennité de cette solution serait vraiment vérifiée.

D'autres auteurs tels que (Nagao et al. 2007; Khodadadi et Bilsel 2012) ont également proposé des études de remédiation des risques de liquéfaction via désaturation du matériau par différentes techniques. L'inconvénient majeur de toutes ces études est qu'elles ne sont pas réalisées à l'aide de dispositif spécialement adaptés à l'étude des sols non saturés. Ainsi, des paramètres clés tels que la succion par exemple ne sont pas contrôlés, ni mesurés. De plus, d'une manière générale, les auteurs présentent des difficultés à valider leurs méthodes sur des durées de sollicitation importante.

Des modèles numériques ont également permis de mettre en évidence l'amélioration des propriétés dynamiques des sols lorsque le degré de saturation est diminué (Mitsuji 2008; Ariyan, Habibagahi, et Nikooee 2016).

Plusieurs auteurs ont donc confirmé que la présence d'air modifie le comportement hydromécanique des matériaux soumis à des sollicitations cycliques. Plus particulièrement, la présence d'air permet d'améliorer les performances du matériau vis-à-vis du risque sismique, et notamment vis-à-vis des risques de liquéfaction. Par contre, peu d'études récentes ont montré que la diminution du degré de saturation en dessous de 100% permet de négliger totalement les risques de liquéfaction. De plus, la pérennité des solutions envisagées, et leur application dans la pratique restent à démontrer. L'étude expérimentale est délicate, et il manque un cadre clair quant à l'influence de facteurs multiples sur ces phénomènes complexes.

### III.2 Quelques observations quant au potentiel de liquéfaction des sols partiellement saturés

Les procédés expérimentaux permettent aujourd'hui une étude plus précise des différents paramètres impliqués dans la réponse sous chargement cyclique des sols partiellement saturés. Ces développements ont notamment eu pour conséquence un adoucissement dans les conclusions qui avaient pu être établies quant au caractère non liquéfiables des sols situés au-dessus du niveau phréatique.

Plusieurs auteurs ont mis en évidence que les risques de liquéfaction n'étaient pas restreints uniquement aux sols totalement saturés, et ce par divers moyens. A la suite du séisme Sanriku-Minami de 2003 qui a frappé la ville de Tsukidate au Japon, des investigations in situ ont été menées, et des dégâts importants de liquéfaction ont été constatés. De très grands glissements de terrains brutaux ont été observés, ainsi qu'une grande quantité d'eau présente en surface. Parallèlement, il a été reporté d'après les relevés météorologiques qu'il n'avait pas plu sur cette zone sur la semaine précédant le séisme. Compte tenu de la connaissance du terrain, et des propriétés de rétention du matériau en place, il a été établi que les terrains de surface sur lesquels ont été observés les dégâts de liquéfaction n'étaient pas saturés avant l'épisode sismique (Unno et al. 2006).

Plusieurs auteurs se sont également intéressés aux effets de la houle sur les structures côtières. Soumises à ces sollicitations cycliques, elles sont parfois le lieu d'instabilités dues à des phénomènes locaux de liquéfaction. Mory et son équipe (Mory et al. 2007) sont les premiers à avoir observé in situ ces phénomènes d'instabilité locale momentanée sous les effets de la houle, et ont mis en évidence la présence d'une quantité significative de gaz contenu dans le sol. Par la suite, Breul et ses collègues (Breul, Haddani, et Gourvès 2008) confirment ces observations. Ils utilisent la géoendoscopie et mettent en évidence que le sol soumis à la houle maintient un certain niveau d'air piégé en dessous du niveau de la surface du terrain. Ces observations in situ confirment que le phénomène de liquéfaction peut être observé dans des conditions de saturation partielle. Michallet et al. (Michallet et al. 2012) réalisent un modèle physique de ces structures côtières et confirment que sous de fortes sollicitations induites par la houle, des surpressions interstitielles se développent au sein du sable lâche et partiellement saturé et un seuil de liquéfaction est atteint.

Par ailleurs, plusieurs études ont été menées en laboratoire, et ont confirmé que des échantillons initialement non saturés et soumis à des chargement cycliques ont liquéfié (Grozic, Robertson, et Morgenstern 2000; Kamata et al. 2007; Okamura et Soga 2006; Tsukamoto et al. 2014; Unno et al. 2008).

La liquéfaction est un phénomène qui est principalement constaté sur les sols en surface. Or comme rappelé par Fredlund et Rahardjo (Fredlund et Rahardjo 1993) la majorité des sols en surface se trouvent dans un état de saturation partielle. Ainsi, il s'avère donc que le risque de liquéfaction ne concerne pas seulement les sols totalement saturés en dessous du niveau de la nappe phréatique. D'ailleurs, les conditions de saturation en dessous du niveau de la nappe sont également sujettes à questionnement. Des auteurs tels que Tsukamoto et al. (Tsukamoto et al. 2014) font état de résultats de mesures de vitesses d'onde à travers différentes couches de sol jusqu'à des profondeurs importantes, en dessous du niveau phréatique. Ces résultats montrent que les vitesses d'ondes enregistrées ne correspondent pas à des vitesses d'ondes usuelles pour des conditions de saturation totale, et ce jusqu'à 5 mètres en dessous du niveau de la nappe. Breul et al. (Breul, Haddani, et Gourvès 2008) avaient également mis en évidence grâce à la géoendoscopie que malgré une fine couche de sédiments saturés sur les premiers centimètres du terrain, il persistait une quantité d'air non négligeable dans des couches inférieures. Ainsi, il apparaît évident d'après ces observations que la liquéfaction peut se développer dans des terrains qui ne sont pas totalement saturés. Plus récemment, des auteurs tels que (Cubrinovski, Rhodes, et Ntritos 2017) ont étudié de nombreux profils de sol soumis à des dégâts de liquéfaction à la suite du séisme de Christchurch en Nouvelle-Zélande. Après recensement des dégâts, ils établissent des niveaux de désordre pour chacun des 55 sites étudiés, et montrent que si certains sites présentent les mêmes caractéristiques de couche critique liquéfiable (type de sol et état de saturation, donc niveau de la nappe), les dégâts observés en surface ne sont pas du tout les mêmes. Il apparaît donc d'après leurs observations que le niveau de la nappe n'est finalement pas un bon seuil critique quant à l'évaluation des couches liquéfiables.

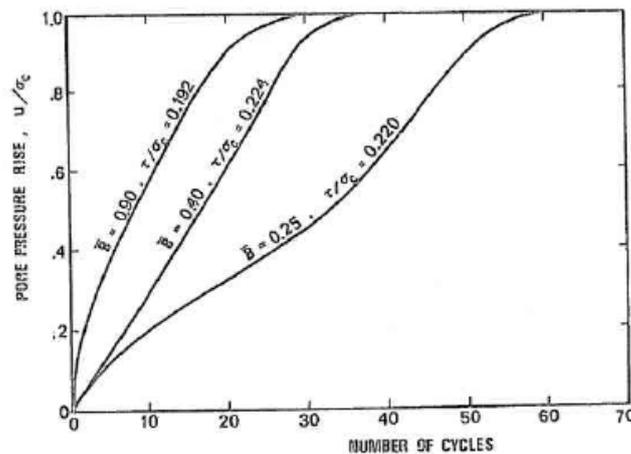
Les phénomènes observés d'après ces considérations de terrains montrent que in situ le risque de liquéfaction est avéré, même pour des sols partiellement saturés. Néanmoins, les mécanismes impliqués semblent complexes. Ainsi, on recense dans le prochain paragraphe plusieurs études de laboratoire qui ont permis d'investiguer dans des conditions plus précises l'influence du niveau de saturation sur le comportement cyclique des sols.

### III.3 Campagnes expérimentales menées sans dispositif spécialement adapté à l'étude des sols non saturés

1977, Sherif et ses collègues (Sherif, Ishibashi, et Tsuchiya 1977) sont parmi les premiers à étudier le comportement cyclique d'un sable en faisant varier son niveau de saturation initial. Ils réalisent leurs essais sur un appareil à cylindre creux, et obtiennent différents niveaux de saturation en faisant varier le volume d'eau circulant à travers l'échantillon pendant la phase de saturation. Conscients que le degré de saturation est un paramètre plus pertinent que le coefficient de Skempton pour quantifier la saturation des échantillons, ils utilisent une relation entre le coefficient de Skempton et le degré de saturation. Cette relation est obtenue en utilisant la loi de Boyle et la loi de Henry. Néanmoins, même si la relation obtenue permet de donner un

ordre de grandeur des différents degrés de saturation obtenus, elle reste critiquable puisqu'elle ne prend pas en compte de nombreux paramètres inhérents aux sols non saturés, et notamment la succion. D'ailleurs, dans cette étude, l'influence de la succion n'est pas du tout appréhendée, et aucun dispositif d'application ni de mesure de la succion n'est mis en place.

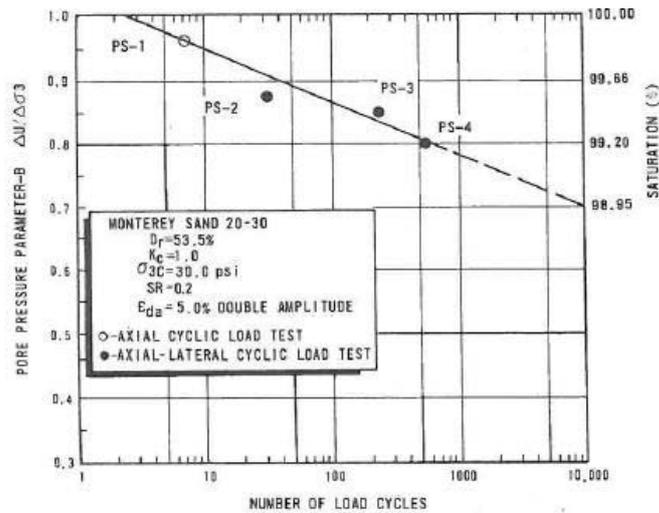
Les auteurs comparent trois échantillons, pour trois valeurs de  $B$  :  $B = 0,90$  ;  $B = 0,40$  et  $B = 0,25$ . La Figure 42 présente l'évolution de la pression interstitielle normalisée par la contrainte de confinement en fonction du nombre de cycle. Lorsque le rapport  $u/\sigma_c$  atteint la valeur de 1, l'échantillon a liquéfié. On constate que plus le coefficient de Skempton est grand, plus la vitesse de génération des surpressions interstitielles est grande. Ceci peut se traduire en d'autres termes par le fait que la diminution du degré de saturation du matériau permet de retarder l'instabilité de liquéfaction du matériau. Néanmoins, cette figure permet également de mettre en évidence que les trois échantillons voient leur pression interstitielle finalement égaler la pression de confinement, signifiant la liquéfaction pour les trois échantillons, même avec de faibles valeurs de  $B$ . Néanmoins ils ne précisent pas à quel degré de saturation correspondent ces trois valeurs de coefficient de Skempton.



**Figure 42 : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du nombre de cycles, pour trois coefficient de Skempton différents (Sherif, Ishibashi, et Tsuchiya 1977)**

En 1978, Chaney (Chaney 1978) conduit une étude expérimentale visant également à étudier l'influence du niveau de saturation sur le comportement cyclique non drainé d'un sable. Il réalise des essais triaxiaux cycliques sur du sable de Monterey. Comme (Sherif, Ishibashi, et Tsuchiya 1977) il qualifie le niveau de saturation des échantillons testés grâce au coefficient de Skempton  $B$  mesuré avant chaque essai. Les différentes valeurs de saturation sont obtenues en contrôlant la quantité d'eau injectée dans l'échantillon.

Il compare les sensibilités de liquéfaction de différents échantillons en comparant le nombre de cycles nécessaires pour atteindre 5% de déformation axiale sous le chargement cyclique. La Figure 43 montre l'évolution du nombre de cycles pour atteindre ce taux de déformation limite en fonction du coefficient de Skempton  $B$  (axe de gauche). L'axe de droite présente les valeurs de degrés de saturation correspondantes, obtenues par la relation  $B$ - $S_r$  proposée par Lade et Hernandez en 1977 (Lade et Hernandez 1977). Ces résultats correspondent à des essais réalisés sur des échantillons de sable de Monterey dans un état de densité tel que  $D_r = 53,5\%$ . On constate que le nombre de cycles augmente à mesure que le coefficient de Skempton (ou degré de saturation) diminue.



**Figure 43 : Evolution du nombre de cycles pour atteindre 5% de déformation axiale en fonction du coefficient de Skempton (Chaney 1978)**

En 1989, Yoshimi et son équipe (Yoshiaki Yoshimi, Tanaka, et Tokimatsu 1989) entreprennent une campagne d'essais au cylindre creux sur du sable de Toyoura, mis en place dans un état de densité relative de 60%. Leur objectif est d'étudier les effets bénéfiques de la saturation partielle des sables sur leur potentiel de liquéfaction. Ils gèrent les différents niveaux de saturation testés en faisant varier le temps de circulation de CO<sub>2</sub> à travers l'échantillon pendant la phase de saturation. La gamme de degrés de saturation étudiée s'étend entre 70% et 100%.

Ils commencent par identifier les différences de comportement des échantillons en fonction de leur degré de saturation, en comparant un échantillon totalement saturé et un échantillon partiellement saturé avec un degré de saturation de 76% (Figure 44). Notons que le taux de cisaillement cyclique appliqué aux deux échantillons n'est pas le même. Il est plus élevé pour l'échantillon non saturé (0,468 contre 0,175 pour l'échantillon saturé). Ils observent que les échantillons totalement saturés voient leur déformation axiale se développer rapidement, et leur pression interstitielle augmenter également rapidement. D'ailleurs, les échantillons partiellement saturés ne présentent pas un comportement de liquéfaction, mais plutôt de mobilité cyclique, avec développement continu et régulier des déformations et augmentation de la pression interstitielle, mais sans perte brutale de résistance. Il semble donc que pour des degrés de saturation faibles, le risque de liquéfaction n'est pas présent. Les échantillons les moins saturés (pour des degrés de saturation inférieurs à 90%) ne montrent pas d'instabilités à la liquéfaction comme pour les échantillons totalement saturés. Les auteurs concluent que les échantillons de sable avec des degrés de saturation faibles (inférieurs à 90%) présentent un comportement se rapprochant d'échantillons de sable dense saturé. Néanmoins, les densités relatives choisies correspondent à des états de densité moyenne, ce qui peut expliquer le fait qu'on n'observe pas de liquéfaction sur ces échantillons.

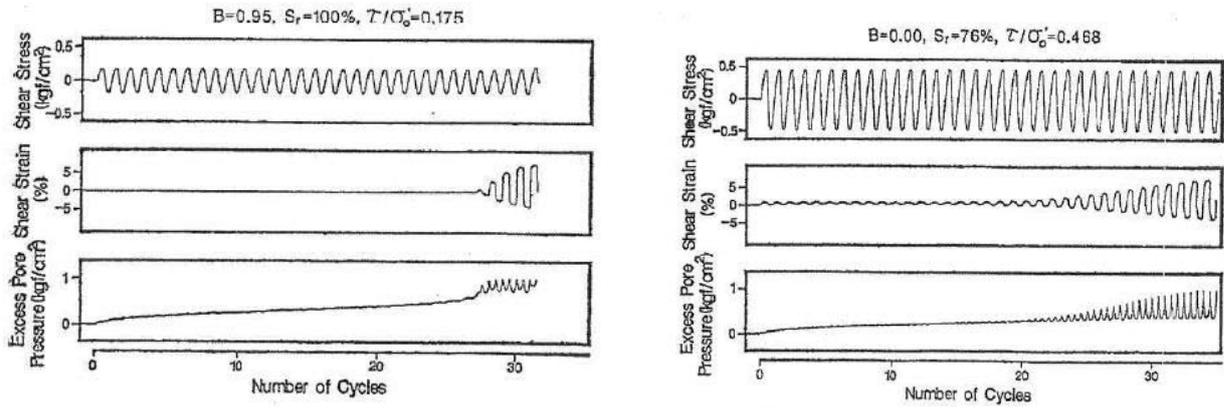


Figure 44 : Mise en évidence des différences de comportement entre un échantillon totalement saturé et un échantillon saturé initialement à 76% (Yoshiaki Yoshimi, Tanaka, et Tokimatsu 1989)

Comme Chaney (Chaney 1978) précédemment, Yoshimi et son équipe évaluent le potentiel d'instabilité des sables via un taux de déformation critique, établi à 5%. La Figure 45 présente l'évolution du nombre de cycles pour atteindre 5% de déformation axiale en fonction de la valeur du coefficient de Skempton. Ils constatent que plus la valeur du coefficient de Skempton est élevée, moins il faut de cycles de chargement pour atteindre ce taux de déformation limite. La diminution du degré de saturation entraîne une augmentation significative de la résistance à la liquéfaction. Ils présentent ensuite l'évolution du rapport de résistance à la liquéfaction  $R_u/R_s$  en fonction du degré de saturation (Figure 46). Il s'agit du rapport entre la résistance à l'état partiellement saturé, normalisé par la résistance à l'état totalement saturé. On constate qu'à 70% de saturation, la résistance a triplé par rapport à un degré de saturation de 100%.

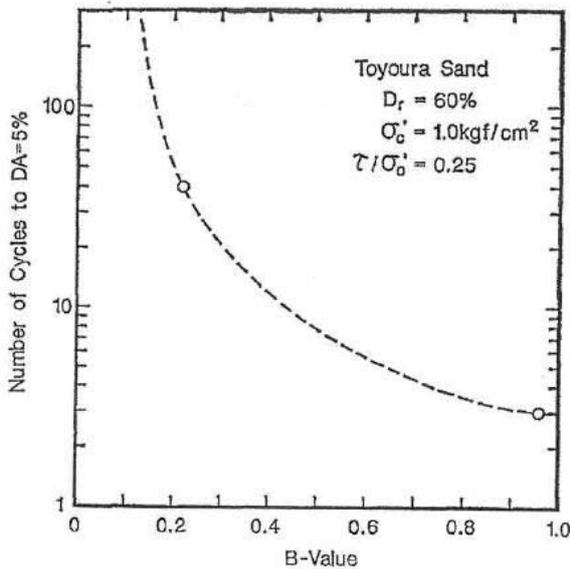


Figure 45 : Evolution du nombre de cycles pour atteindre 5% de déformation en fonction de la valeur du coefficient de Skempton B (Yoshimi, Tanaka et Tokimatsu, 1989)

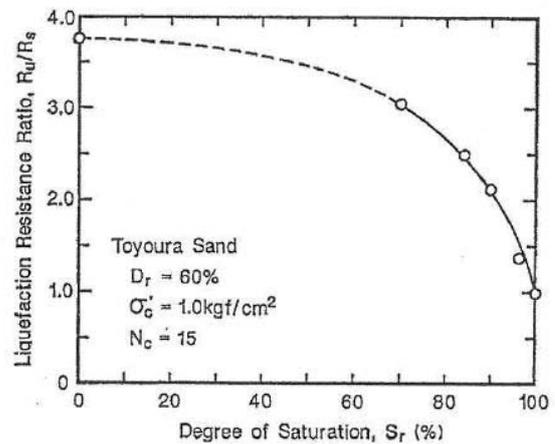


Figure 46 : Evolution du rapport de résistance à la liquéfaction en fonction du degré de saturation pour le sable de Toyoura (Yoshimi, Tanaka et Tokimatsu, 1989)

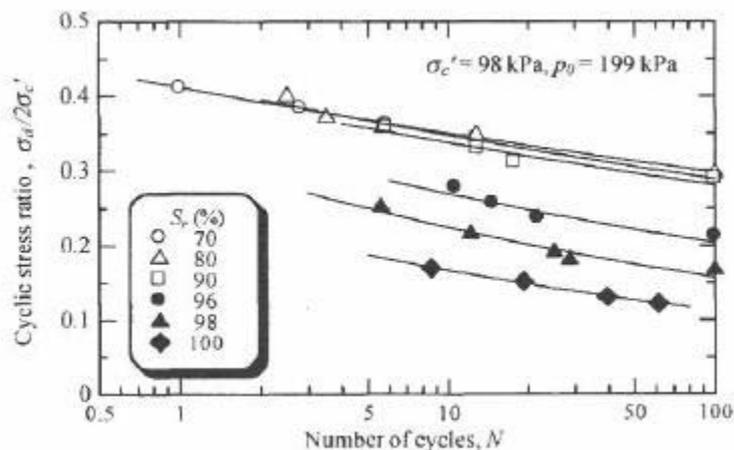
Yoshimi et ses collègues ont donc mis en évidence que pour des degrés de saturation « faibles », la réponse du sable sous sollicitations cycliques correspond plus au phénomène de mobilité cyclique qu'à une rupture en liquéfaction cyclique vraie. Néanmoins, la limite en termes de degrés de saturation n'est pas explicite dans les travaux de Yoshimi et ses collègues. Ils montrent qu'à 70% de saturation la résistance à la liquéfaction a triplé, ce qui induit implicitement qu'à 70% de saturation le risque de liquéfaction est très faible. Mais ils ne donnent pas de critère précis. D'autre part, les valeurs de degrés de saturation sont obtenues à partir des valeurs de coefficients de Skempton  $B$  mesurés avant chaque essai, et reliés au degré de saturation par la relation établie par Lade et Hernandez, qui ne prend pas en compte des paramètres essentiels des sols non saturés, tels que les effets de la succion. Les auteurs eux même reconnaissent dans leur article que le coefficient de Skempton n'est pas un paramètre adapté pour étudier la résistance à la liquéfaction des sols pour des faibles degrés de saturation.

Enfin, Okamura et Soga (Okamura et Soga 2006) publient en 2006 une étude portant sur les effets de la compressibilité du fluide poral des sables non saturés vis-à-vis de leur sensibilité à la liquéfaction. Cette étude, plus récente que les précédentes, a bénéficié de toutes les avancées majeures qui ont été faites quant à la connaissance du comportement des sols non saturés par rapport aux précédentes études citées. Okamura et Soga ont donc par exemple clairement identifié l'importance des effets de la succion sur le comportement des sols non saturés, contrairement aux autres auteurs qui n'en font pas mention. Néanmoins, ils choisissent de négliger les effets de la succion puisque selon eux, la prise en compte de ce paramètre n'est pas pertinente vis-à-vis du type de matériau étudié (sable), et des gammes de degrés de saturation qu'ils considèrent. Ils rappellent que la présence d'une succion matricielle au sein d'un matériau a pour effet d'augmenter la valeur de la contrainte effective par rapport à un sol totalement saturé, pour la même valeur de contrainte totale. Or sur le sable qu'ils étudient, et avec les gammes de contraintes qu'ils considèrent, les valeurs de succions sont faibles par rapport aux contraintes effectives. Ils font donc l'hypothèse que les effets de la succion sont négligeables. Ils choisissent donc de ne se concentrer que sur le deuxième mécanisme impliqué dans l'augmentation de la résistance à la liquéfaction des sols non saturés, c'est-à-dire la compressibilité du fluide poral. Plus précisément, le rôle de l'air présent dans les pores du sol non saturé est d'absorber les excès de pression interstitielle en diminuant son volume. C'est la raison pour laquelle ils n'utilisent pas de dispositif expérimental spécialement adapté au contrôle de la succion.

L'objectif de leurs travaux est de confirmer par leurs essais une relation qu'ils ont établie entre un potentiel de déformation volumique dépendant du degré de saturation et le potentiel de liquéfaction du matériau testé. Ils réalisent une campagne d'essais triaxiaux non drainés sur le sable de Toyoura. Ils présentent leurs niveaux de saturation en termes de degré de saturation estimé à partir du volume d'eau injecté aux échantillons. Le volume d'air présent dans l'échantillon est quant à lui estimé partir de ce volume d'eau injecté et de la loi de Boyle.

Les résultats de leurs essais montrent que plus le degré de saturation est faible, plus la résistance des échantillons sous chargement cyclique est grande. En effet, on voit sur la Figure 47 les résultats des essais qu'ils ont réalisés à différents degrés de saturation initiaux, et à différentes amplitudes chargement. Cette figure représente le rapport de contrainte cyclique associé au nombre de cycles nécessaires pour provoquer une déformation de 5% aux échantillons. On constate que plus le degré de saturation diminue, plus il faut un grand nombre de cycles pour atteindre le seuil de déformation critique, à rapport de contrainte égal. En d'autres termes la

diminution du degré de saturation augmente la rigidité du matériau. Dans leur article, les auteurs qualifient la résistance à la liquéfaction par le rapport de contrainte cyclique qu'il faut appliquer à l'échantillon pour provoquer une déformation de 5% en 20 cycles de chargement. On constate que les instabilités sous chargement cyclique sont limitées par la diminution du degré de saturation.



**Figure 47 : Evolution du rapport de contrainte cyclique pour atteindre 5% de déformation en fonction du nombre de cycles pour différents degrés de saturation (Okamura et Soga 2006)**

Ils mettent également en évidence que pour les sables non saturés, la valeur de la pression interstitielle initiale est un facteur d'influence sur la résistance à la liquéfaction ; plus elle est élevée, moins le sable partiellement saturé est résistant vis-à-vis de la liquéfaction. Néanmoins, ils travaillent avec des degrés de saturation allant jusqu'à 70%. Pour ces valeurs de degrés de saturation, bien qu'ils négligent les effets de la succion, il apparaît difficile de mesurer une pression interstitielle unique. Dans cet état de saturation, on a a priori deux fluides interstitiels distincts, et donc la mesure de pression interstitielle unique ne paraît pas pertinente. Ce qui pourrait être accepté et justifié pour des degrés de saturation élevés ne l'est plus pour des degrés de saturation plus faibles.

Enfin, ils tentent de relier un potentiel de liquéfaction aux potentielles déformations volumiques. Néanmoins, aucun dispositif de mesure de déformation volumique n'est *a priori* mis en place dans cette étude, ne permettant ainsi pas de confirmer leur relation théorique.

Les résultats de cette étude nous permettent de mettre en évidence un point important. Au vu des résultats présentés sur le graphe de la Figure 47, il semble que les effets de la diminution du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction soient surtout marqués pour des degrés de saturation compris entre 96% et 100%, pour les échantillons testés dans cette étude (les courbes correspondant à  $S_r = 70\%$ ,  $S_r = 80\%$  et  $S_r = 90\%$  sont confondues). De plus, on voit qu'à 90% de saturation, la résistance à la liquéfaction a presque triplé par rapport à l'échantillon totalement saturé. Il semble donc que la zone dans laquelle la variation de l'état de saturation a le plus d'influence sur le potentiel de liquéfaction se trouve dans une gamme de saturation relativement élevée, entre 96% et 100% de saturation, pour ce type de sol.

En conclusion, plusieurs travaux ont été présentés dans lesquels le comportement sous chargement cyclique de sables pour différents niveaux de saturation a été étudié. Ces travaux

n'ont pas utilisé de dispositifs expérimentaux spécialement dédiés à l'étude des sols non saturés. Ils ont tous quantifié le niveau de saturation des échantillons par la mesure du coefficient de Skempton B. Certains ont établi des relations entre ce coefficient et le degré de saturation, mais les relations utilisées restent critiquables puisqu'elles ne prennent pas en compte certains paramètres clés tels que la succion. De plus pour de faibles niveaux de saturation, l'utilisation du coefficient de Skempton n'est pas toujours évidente expérimentalement.

Néanmoins, ces travaux permettent d'identifier certaines conclusions importantes :

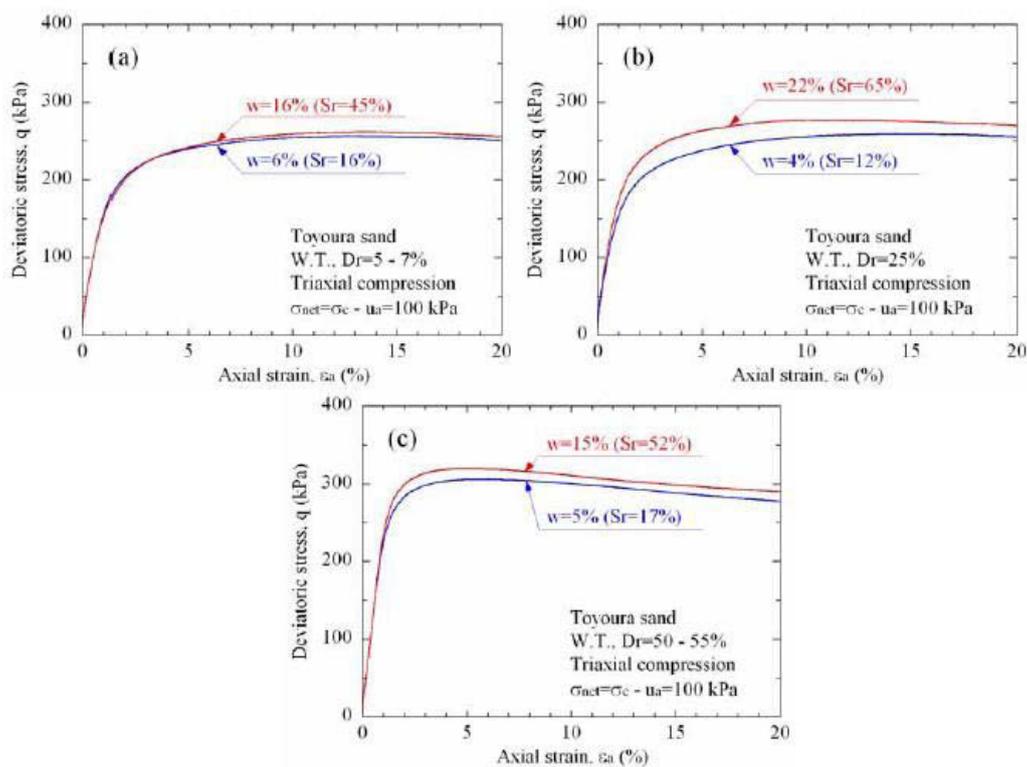
- La diminution du niveau de saturation améliore les performances du matériau granulaires vis-à-vis du phénomène de liquéfaction ;
- Il apparaît que pour des valeurs de coefficients de Skempton B inférieures à 0,96, ce qui est la limite pour laquelle on considère que l'échantillon est totalement saturé (Chaney 1978), de la liquéfaction est observée sur les échantillons de sable testé ;
- Il semble difficile d'après ces études d'établir une limite en termes de niveaux de saturation pour laquelle le risque de liquéfaction n'existe plus ;
- La relation entre le coefficient de Skempton B et le degré de saturation, quand elle est établie, l'est au moyen de lois physiques, et n'est pas vérifiée expérimentalement ;
- En dessous d'un certain niveau de saturation, a priori autour de 70%, le risque de liquéfaction est très faible ;
- Il semble qu'une petite diminution du degré de saturation, entre 100% et 90% provoquent des effets significatifs sur le comportement à la liquéfaction.

#### III.4 Campagnes menées avec des dispositifs expérimentaux spécialement adaptés à l'étude des sols non saturés

En 2007, Kamata et son équipe (Kamata et al. 2007) présente une campagne d'essais triaxiaux monotones non drainés réalisés sur deux sables, en utilisant la technique de translation d'axes pour imposer une valeur de succion matricielle initiale au matériau. Par cette méthode, ils appliquent et mesurent de manière indépendante les pressions d'air et d'eau. Bien que ces conditions soient artificielles puisqu'elles ne représentent pas les conditions de saturation partielle réellement trouvées in-situ (pression d'eau positive en laboratoire, tandis qu'elle est négative dans les terrains non saturés), ils admettent que les conditions reproduites en laboratoires sont équivalentes à celles trouvées in situ. Leur dispositif est complété par une pierre poreuse à haute entrée d'air en base de l'échantillon. La pression d'air est appliquée par le haut de l'échantillon. Les auteurs soulignent que la succion matricielle régnant au sein du matériau est étroitement liée à sa teneur en eau. Ainsi, ils mesurent la quantité d'eau drainée entre l'échantillon et l'extérieur par le biais d'un réservoir connecté à la pierre poreuse.

Ils testent des valeurs de succions initiales entre 0,16 kPa et 28,3 kPa. Les résultats de leurs essais sont présentés en Figure 48 et montrent l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation pour différentes valeurs de degrés de saturation (compris entre 12% et 52%). Ils montrent premièrement que la présence d'une succion initiale entraîne une augmentation de la contrainte de cisaillement. Néanmoins, leurs différents échantillons ne présentent pas de différences très significatives les uns par rapport aux autres. Par exemple, on voit un gain de résistance d'une dizaine de kPa au pic entre l'échantillon à 17% de saturation et

celui saturé à 52%. On n'observe pas, sur leurs résultats, pour les degrés de saturation testés, de liquéfaction statique, ou rupture en écoulement typique d'un comportement liquéfiant.



**Figure 48: Résultats des essais triaxiaux monotones réalisés sur du sable de Toyoura à différents degrés de saturation initiaux (Kamata et al. 2007)**

D'après leurs mesures, les échantillons testés correspondent à des degrés de saturation initiaux s'étendant entre 12% et 65%. Ce sont des degrés de saturation faibles. D'après cette étude il semble peu probable d'observer de la liquéfaction pour des degrés de saturation inférieurs à 65%.

En 2007, Kazama et Unno réalisent une étude expérimentale sur un sable volcanique ainsi que sur du sable de Toyoura, afin de mettre en évidence les différents mécanismes impliqués dans les glissements de terrains sous séisme d'un point de vue de la dynamique des sols non saturés (Kazama et Unno 2007). Les essais sont réalisés sur un appareil triaxial, adapté à l'étude des sols non saturés par la présence d'une pierre poreuse à haute entrée d'air. Les essais triaxiaux sont réalisés sous des conditions de non drainage total, c'est-à-dire air et eau, avec mesure des pressions interstitielles. La gamme de succions initiales testée s'étend entre 0 kPa et 11 kPa. Néanmoins, ils ont rencontré des difficultés expérimentales dans le contrôle de la pression d'air appliquée à l'échantillon. Ils n'ont donc pas utilisé la technique de translation d'axes à proprement parler pour imposer leurs conditions de succion initiale.

Les échantillons sont reconstitués en déposant du sable sec dans le moule, au fond duquel a déjà été introduit une quantité d'eau de sorte à obtenir 95% de saturation de l'échantillon après fabrication. Pour atteindre les différents degrés de saturation initiaux voulus, ils choisissent donc de contrôler le volume d'eau drainé vers l'extérieur de l'échantillon pendant la phase de consolidation. Une fois atteint l'état de saturation désiré, ils ferment les vannes de l'échantillon.

L'inconvénient de cette technique est que d'une part le contrôle de la quantité d'eau injectée est difficile, puisqu'étant donné les quantités impliquées, une grande précision de mesure est nécessaire. D'autre part, les tubulures ainsi que leurs variations de volume peuvent engendrer des erreurs. Des erreurs peuvent également naître de la mauvaise mesure ou de l'imposition du degré de saturation initial. Enfin, nous notons que d'après leur article, les variations de volume ne sont pas mesurées lors du processus de saturation.

Dans cette étude, les auteurs traduisent la liquéfaction d'un sol non saturé en employant la contrainte effective telle qu'énoncée par Bishop (Bishop 1959) et présentée dans l'équation [22] :

$$\sigma'' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad [22]$$

Ils définissent l'état de liquéfaction du matériau non saturé par l'annulation de la contrainte effective, c'est-à-dire annulation de la contrainte nette et de la succion.

Kazama et Unno montrent à travers leurs essais que les échantillons de sable non saturés soumis à un chargement cyclique présentent d'abord une phase d'augmentation de la pression d'air interstitiel, jusqu'à ce que cette dernière égale la contrainte totale. On a alors, selon la forme de la contrainte effective de Bishop (équation [20]), annulation de la contrainte nette. Parallèlement, ils observent l'augmentation de la pression d'eau interstitielle, mais avec plus de fluctuations que la pression d'air. L'augmentation se poursuit néanmoins, jusqu'à finalement atteindre l'annulation de la succion. Ceci est illustré sur la Figure 49, qui présente les résultats d'un essai triaxial de compression réalisé sur un échantillon de sable saturé initialement à hauteur de 85%. Cette figure montre les évolutions des pressions d'air  $u_a$  et d'eau  $u_w$  en fonction du temps (axe du bas) et de la déformation axiale (axe du haut). Les évolutions de la contrainte nette et de la succion sont représentées sur ce graphe : la partie blanche au-dessus de la courbe de pression d'air  $u_a$  représente la différence entre la pression de confinement et la pression d'air, soit la contrainte nette. La partie grisée (entre les deux courbes de pressions  $u_a$  et  $u_w$ ) correspond de manière analogue à la succion. On voit dans un premier temps l'annulation de la contrainte nette, puis l'annulation de la succion et finalement de la contrainte effective étendue.

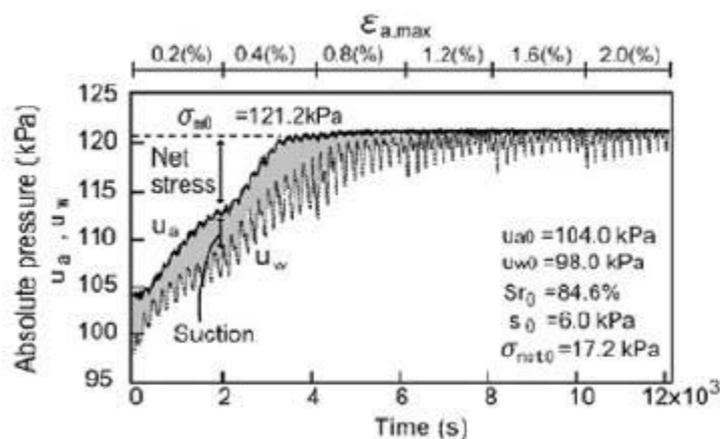


Figure 49 : Evolution des pressions d'air et d'eau au cours d'un essai triaxial non drainé avec système d'imposition de la succion (Kazama et Unno 2007)

D'après leurs résultats, les échantillons initialement saturés à des degrés de saturation compris entre 75% et 100% ont liquéfié selon la définition d'annulation de la contrainte effective étendue.

En 2008, Unno et ses collègues publient une étude portant sur l'investigation du comportement cyclique d'un sable sous différentes conditions de succion initiale (Unno et al. 2008). Ils utilisent une cellule triaxiale, qu'ils ont adaptée avec la technique de translation d'axes afin de maîtriser les conditions de succion initiales appliquées aux échantillons. Ils testent des échantillons de sables de Toyoura dans deux états de densités : une première série à une densité relative de 60% et une deuxième série à une densité relative de 26%. Les degrés de saturation testés vont de 0% à 100%. Les conditions de saturation initiale sont obtenues selon le même protocole que dans l'étude de Kazama et Unno de 2007 (Kazama et Unno 2007), c'est-à-dire à partir d'un degré de saturation de fabrication (95%) ils contrôlent le volume drainé hors de l'échantillon pendant la phase de consolidation jusqu'à atteindre le degré de saturation souhaité. Les incertitudes associées à ce protocole restent les mêmes qu'évoquées plus haut. Néanmoins, dans cette installation, un système de mesure de la déformation volumique est présent, par un dispositif de cellule interne.

Comme précédemment, ils qualifient la liquéfaction du sable non saturé par l'annulation de la contrainte effective de Bishop (équation [20]). Plus particulièrement, ils présentent la réduction de la contrainte effective étendue par le rapport de réduction de la contrainte effective défini tel que (équation [23]) :

$$\text{Rapport de réduction} = 1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} \quad [23]$$

Avec  $\sigma'_m$  la valeur de la contrainte effective étendue et  $\sigma'_{m0}$  la contrainte effective étendue initiale.

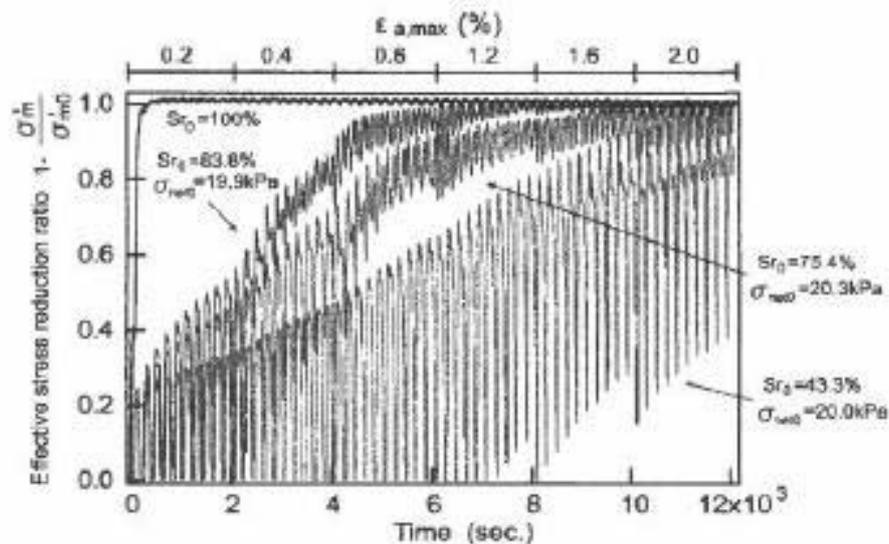
En d'autres termes, ils qualifient la liquéfaction totale des échantillons lorsque le rapport de réduction de contrainte de la contrainte effective tel que défini dans l'équation [21] vaut 1.

La fréquence d'application du chargement est de 0,005Hz. Selon les auteurs, cette fréquence de chargement est assez lente pour permettre l'équilibrage des pressions d'air et d'eau au cours du chargement (et donc la précision des mesures).

La Figure 50 présente les résultats obtenus pour des essais triaxiaux non drainés, réalisés sur du sable de Toyoura, pour différentes valeurs de degrés de saturation initiaux (100% ; 83,8% ; 75,4% ; 43,3%) et une densité relative initiale faible ( $D_{r0} = 26\%$ ). Le graphe présente l'évolution du rapport de réduction de la contrainte effective en fonction d'une part du temps (axe du bas) et d'autre part de la déformation axiale (axe du haut). La contrainte nette initiale est la même (environ) pour les trois échantillons non saturés, soit de l'ordre de 20 kPa.

Le graphe de la Figure 50 met en évidence plusieurs observations :

- L'échantillon totalement saturé ( $S_r = 100\%$ ) liquéfie très rapidement, et pour une valeur de déformation axiale très faible ;
- La réduction de la contrainte effective est d'autant plus lente que le degré de saturation est faible ;
- La réduction de la contrainte effective se fait pour une déformation axiale d'autant plus petite que le degré de saturation est faible ;
- Tous les échantillons dont le degré de saturation initial est supérieur à 75,4% ont liquéfié totalement. L'échantillon initialement saturé à 43,3% n'a pas liquéfié totalement.



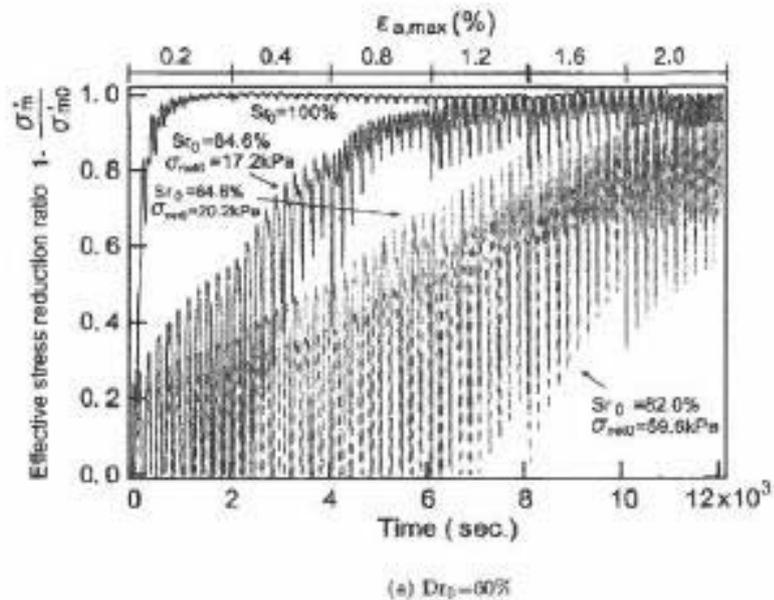
**Figure 50 : Mise en évidence de la réduction de la contrainte effective étendue pour différents degrés de saturation sous chargement triaxial non drainé -  $D_{r0} = 26\%$  (Unno et al. 2008)**

La Figure 51 présente l'évolution de rapport de réduction de la contrainte effective en fonction du temps (axe du bas) et de la déformation axiale (axe du haut), pour quatre degrés de saturation initiaux (100% ; 84,6% ; 64,8% ; 82%) et une densité initiale  $D_{r0} = 60\%$ . Si les deux échantillons initialement saturés à 84,6% et 64% ont une contrainte nette de 20 kPa (environ), l'échantillon saturé initialement à 82% a une contrainte nette initiale de 60 kPa. On peut donc ici commenter l'influence de la contrainte de confinement sur la réponse cyclique des échantillons non saturés.

Ils observent de la liquéfaction totale pour des degrés de saturation compris entre 85% et 100%, comme montré en Figure 51. Pour les degrés de saturation inférieurs, ils observent toujours une augmentation des pressions d'air et d'eau interstitielles, mais sans annulation de la contrainte effective élargie.

Enfin, on constate que l'augmentation de la contrainte nette initiale (ici due à une augmentation de la pression de confinement) retarde la liquéfaction totale de l'échantillon. En effet, si on compare les deux échantillons saturés à 82% et 84,7% (valeurs comparables) mais de contrainte nette initiale de 59,6 kPa et 19,9kPa (respectivement), on constate que le premier liquéfie après

le deuxième. Ainsi, l'augmentation de la contrainte de confinement (dans cette gamme de valeurs) induit une augmentation de la résistance à la liquéfaction.



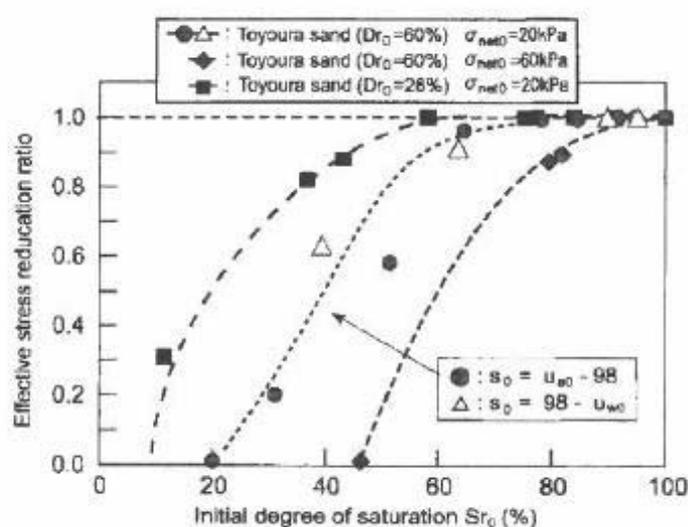
**Figure 51 : Mise en évidence de la réduction de la contrainte effective sous chargement triaxial cyclique non drainé pour différentes valeurs de degrés de saturation (Unno et al. 2008)**

Pour synthétiser les différents résultats obtenus par Unno et son équipe, nous présentons le graphe de la Figure 52. Cette figure présente l'évolution des rapports de réduction de la contrainte effective en fonction du degré de saturation initial, pour trois conditions initiales différentes :

- Densité relative élevée ( $D_{r0} = 60\%$ ) et contrainte de confinement faible (contrainte nette de 20 kPa), représenté par les cercles pleins et les triangles vides ;
- Densité relative élevée ( $D_{r0} = 60\%$ ) et contrainte de confinement élevée (contrainte nette de 60 kPa), représenté par les losanges pleins.
- Densité relative faible ( $D_{r0} = 26\%$ ) et contrainte de confinement faible (contrainte nette de 20 kPa), représenté par les carrés pleins.

La première remarque est que les conditions de faible densité relative et faible contrainte de confinement entraînent une susceptibilité à la liquéfaction plus grande, quel que soit le degré de saturation initial. On retrouve un type de comportement analogue à celui des sables totalement saturés.

Pour la densité relative la plus faible, on remarque qu'à partir de 60% de saturation (et plus) de la liquéfaction totale a été observée par les auteurs sur les échantillons de sable de Toyoura lorsque soumis à un chargement cyclique non drainé. Pour la densité relative plus élevée, de la liquéfaction totale a été observée sur les échantillons à partir de 80% de saturation.



**Figure 52 : Evolution du rapport de réduction de contrainte effective en fonction du degré de saturation initial (Unno et al. 2008)**

Enfin, la dernière partie de leur étude propose une méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction, basée sur le potentiel de déformation, et plus largement sur la compressibilité des sols non saturés. Cette méthode semble être basée sur le concept introduit par Okamura et Soga en 2006 présenté précédemment (Okamura et Soga 2006). Ils présentaient dans leur étude de 2006 la relation qu'ils avaient établie entre potentiel de liquéfaction et potentiel de déformation volumique. Ces auteurs font partie du groupe d'auteurs qui négligent systématiquement les effets de la succion. Ainsi, selon eux, le potentiel de liquéfaction ne dépend que de la compressibilité du fluide poral. Ils peuvent donc ainsi établir des méthodes basées sur l'estimation de la déformation volumique, et comparer cette déformation potentielle avec celle nécessaire pour augmenter la pression interstitielle de manière à annuler la contrainte effective.

Dans leur étude, bien qu'Unno et ses collègues utilisent des méthodes et dispositifs expérimentaux spécifiques pour créer des conditions de succions initiales, leur étude ne s'attarde pas sur les effets de ce paramètre sur le comportement cyclique. Ils mettent en évidence le lien entre potentiel de liquéfaction et potentiel de déformation volumique.

En 2006, Unno et son équipe publient une première étude portant sur le comportement cyclique d'un sable volcanique (Tsukidate volcanic sand) sous différentes conditions de succion (Unno et al. 2006). Ils focalisent leur étude sur l'influence de la succion. Ils réalisent des essais triaxiaux cycliques, et contrôlent les conditions de succion initiale par la méthode de la translation d'axes. Les essais sont réalisés sous conditions non drainées, pour l'air comme pour l'eau. Les différentes conditions appliquées sont permises par la présence également d'une pierre poreuse à haute entrée d'air. Les variations de pression d'air interstitiel n'ont pas pu être mesurées par manomètre à cause d'une limitation expérimentale. Ils mesurent donc les variations de volume de la cellule et les convertissent en variations de pressions d'air interstitiel via la loi de Boyle-Charles.

Les différentes valeurs de succion initiale testées s'étendent dans une gamme entre 0 et 60 kPa. Pour ce matériau, ces valeurs de succions correspondant à des degrés de saturation entre 60% et 100%. Ils relient valeurs de succions aux valeurs de degrés de saturation grâce à la courbe de rétention de leur matériau. D'après cette dernière, la succion d'entrée d'air est de 17 kPa.

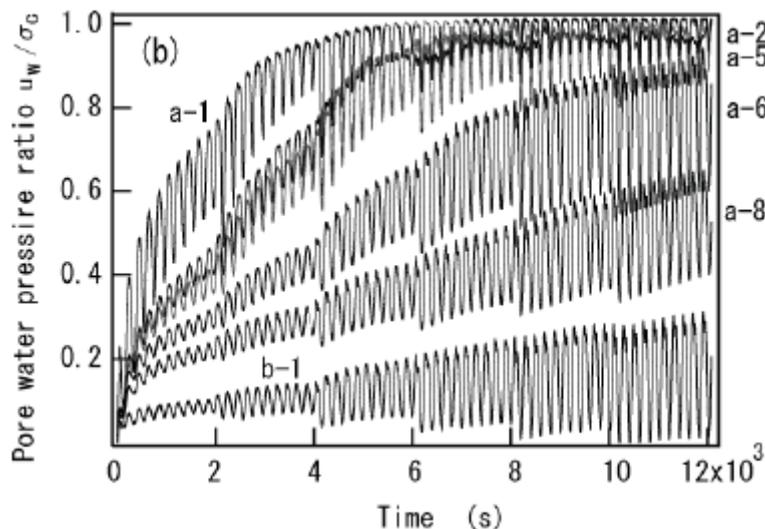
A travers leurs essais triaxiaux réalisés à différentes valeurs de succions, ils observent premièrement que sous le chargement cyclique il y a augmentation de la pression d'eau interstitielle, et ceci pour tous les échantillons. Néanmoins, l'amplitude de l'augmentation varie en fonction de la valeur de succion initiale, et ne mène pas à la liquéfaction pour tous les échantillons. La vraie originalité de cette étude est qu'ils mettent en relation la valeur de la succion initiale par rapport à la succion d'entrée d'air du matériau vis-à-vis de son potentiel de liquéfaction. En effet, à travers leurs résultats, ils montrent que les échantillons étant initialement soumis à une succion initiale inférieure à la succion d'entrée d'air ont présenté un comportement de liquéfaction. Au contraire, les échantillons soumis initialement à des valeurs de succion supérieures à la succion d'entrée d'air du matériau n'ont pas liquéfié.

Ces résultats sont représentés sur la Figure 53. Sur ce graphe sont présentées les évolutions de la pression d'eau interstitielle (normalisée par la pression de confinement) en fonction du temps. La liquéfaction est considérée comme totale lorsque le rapport de la pression d'eau interstitielle sur la pression de confinement égale 1. Le Tableau 1 résume les conditions de saturation initiales (degré de saturation et succion) des différents échantillons dont les résultats sont présentés en Figure 53. Les échantillons notés de a-1 à a-5 ont des succions initiales inférieures à la succion d'entrée d'air du matériau testé. Au contraire, les échantillons notés de a-6 à a-8 ont une succion initiale supérieure à la succion d'entrée d'air. On constate qu'en effet, les échantillons qui étaient initialement soumis à une succion inférieure à la succion d'entrée d'air du matériau ont liquéfié. Au contraire, les échantillons initialement soumis à une succion supérieure à la succion d'entrée d'air du matériau n'ont pas liquéfié.

Nom	Degré de saturation initial (%)	Succion initiale (kPa)
a-1	100	0
a-2	78,8	5,3
a-5	75,2	16,8
a-6	69,1	17,2
a-8	54,4	24,7
b-1	45,8	5,1

**Tableau 1 : Détails des conditions de saturation initiales des échantillons testés par (Unno et al. 2006) et présentés en Figure 53**

Les types d'essai a et b correspondent à deux fractions granulométriques différentes ; a correspond à la fraction (0 – 2,0mm) et b correspond à (0,075 – 2,0mm)



**Figure 53 : Evolution de la pression d'eau interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de succion initiale (Unno et al. 2006)**

Ces résultats semblent impliquer que le schéma de répartition de l'air au sein du matériau granulaire joue un rôle fondamental sur son potentiel de liquéfaction.

Pour résumer, ces études ont montré que :

- Le risque de liquéfaction est quasi inexistant pour des degrés de saturation compris entre 0% et 70% ;
- De la liquéfaction a été observée sur des échantillons initialement soumis à des degrés de saturation inférieurs à 100%, mais surtout des échantillons pour lesquels la succion initiale est nulle ;
- La valeur de la succion initiale par rapport à la succion d'entrée d'air semble être un critère limite dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction.

### III.5 Bilan

On a vu que depuis les années 70 plusieurs études visant à étudier l'influence du degré de saturation sur le comportement des sols à la liquéfaction ont été entreprises. Ces études nous ont permis de dresser un état de l'art, et identifier les questions qui restent aujourd'hui en suspens vis-à-vis de cette problématique.

Les premières études citées, réalisées sans la mise en place de dispositif spécialement adapté aux conditions spécifiques des sols non saturés permettent de confirmer que le risque de liquéfaction existe, malgré des états initiaux de saturation partielle. Néanmoins, ces études ne quantifient le niveau de saturation que via l'utilisation du coefficient de Skempton B. Or ce paramètre ne correspond à aucun paramètre physique du matériau testé. Il ne dépend que de la compressibilité du fluide poral, plus ou moins grande. Il est donc difficile d'établir un cadre pratique précis avec la seule utilisation de ce paramètre. D'autre part, nous savons maintenant que la succion est une variable d'état essentielle dans le comportement des sols non saturés. Les dispositifs utilisés par ces différents auteurs ne permettent ni de la contrôler ni d'évaluer son évolution au cours de l'essai, ce qui apparaît comme un manque d'information crucial dans l'étude du comportement à la liquéfaction des sols non saturés.

La deuxième série de campagnes expérimentales présentées, plus récente que la première, bénéficie d'une meilleure appréhension dans la compréhension des mécanismes associés au comportement des sols non saturés. Notamment, nombre de ces auteurs ont réalisé l'importance de la succion, et notamment son influence potentielle dans le comportement à la liquéfaction. Elle ont confirmé les conclusions de la première série d'essais : le risque de liquéfaction existe pour des degrés de saturation inférieurs à 100 %. Par contre, elles ont aussi montré qu'en dessous de 70 % le risque de liquéfaction est très faible. L'étude de Unno présente une hypothèse forte et originale, qui est celle que la succion d'entrée d'air semble être un paramètre limite quant à l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Néanmoins, à notre connaissance, ces résultats n'ont jamais été confirmés par d'autres auteurs. De plus, très peu d'auteurs ont entrepris d'étudier les effets couplés de la succion et de la compressibilité du fluide poral. En effet, la majorité des études négligent les effets de la succion.

A ce jour, et à notre connaissance aucune étude n'a permis d'étudier l'influence du schéma de répartition de l'air sur le potentiel de liquéfaction.

# Chapitre II : Cadre théorique, dispositif expérimental et protocole d'essai

## I. Problématique et objectifs

D'après l'étude bibliographique établie et présentée au Chapitre I, il apparaît qu'en pratique, on ne prend pas en compte certains critères importants dans la gestion des risques de liquéfaction. D'après les textes normatifs, le risque de liquéfaction n'est jamais considéré si le sol n'est pas totalement saturé. Autrement dit, si les terrains impliqués dans un projet géotechnique se situent à des profondeurs inférieures au niveau phréatique, le potentiel de liquéfaction de ces zones n'est pas évalué. Cette manière de procéder ne semble pas seulement propre à la France, puisqu'au Japon, Tsukamoto et ses collègues (Tsukamoto et al. 2014) font le même constat.

Les études portant sur la liquéfaction des sols ont mis en évidence que le potentiel de liquéfaction de certains sols n'est pas nul malgré des degrés de saturation inférieurs à 100%. Néanmoins, ces études restent relativement descriptives et ne suscitent pas forcément un consensus global. Elles n'ont par ailleurs pas permis de donner un paramètre qui soit pertinent dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction ni de définir un cadre théorique à ce phénomène.

L'objectif de ce travail est donc de tenter d'apporter des réponses aux points suivants :

- Dans quelle mesure le degré de saturation influence-t-il le risque de liquéfaction ?
- Peut-on établir un cadre afin de mieux évaluer les risques de liquéfaction pour les sols non saturés ?
- Quel est le rôle de la succion ? Quel est le rôle de la compressibilité du fluide poral ?
- Peut-on établir un critère pertinent pour évaluer le potentiel de liquéfaction en tenant compte de l'état hydrique ?

## II. Cadre théorique

Fredlund et Rahardjo (Fredlund et Rahardjo 1993) présentent en 1993 une schématisation des différents états de saturation dans lesquels peut se trouver un sol. La Figure 54 présente ces différents états.

- **Le sol saturé** est caractérisé par un seul fluide poral, constitué majoritairement d'eau, dans laquelle peut se trouver de l'air dissout ;
- **Le sol non saturé** se divise en trois sous-zones :
  - *La frange capillaire* caractérisée par l'eau comme fluide poral principal, et la présence d'air sous forme d'une phase gazeuse discontinue ;
  - *La phase bi-fluides*, caractérisée par la présence de deux phases continues, air et eau ;
  - *Le sol sec*, caractérisé par l'air comme fluide poral principal, et la présence d'eau sous forme d'une phase liquide discontinue.

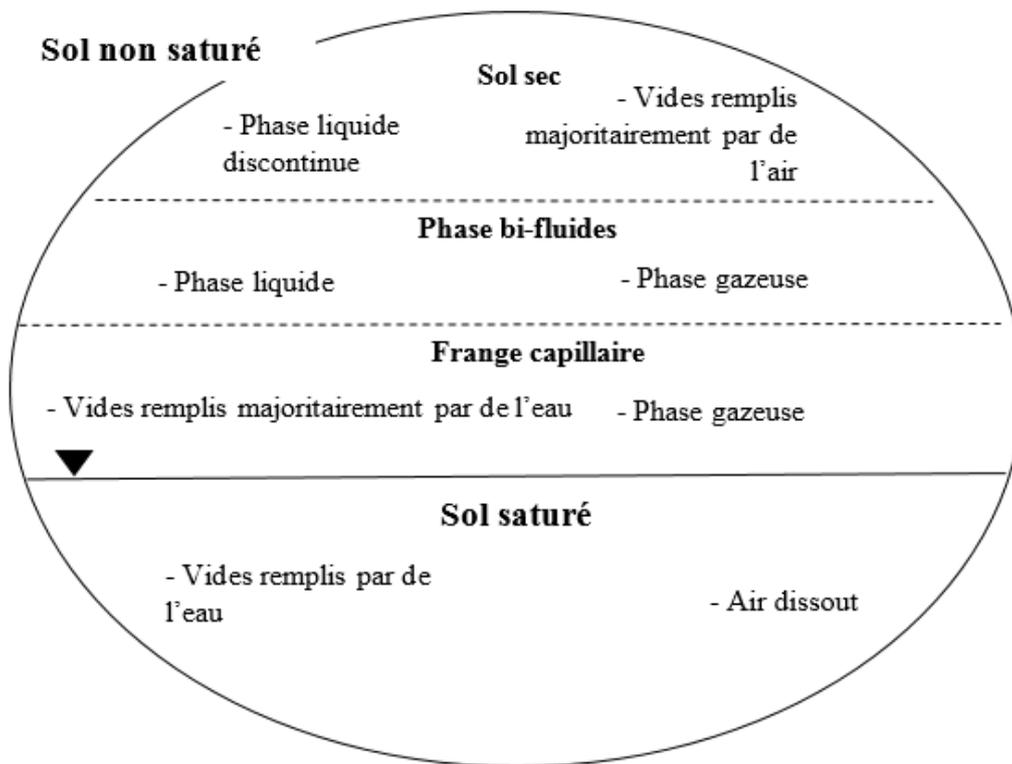
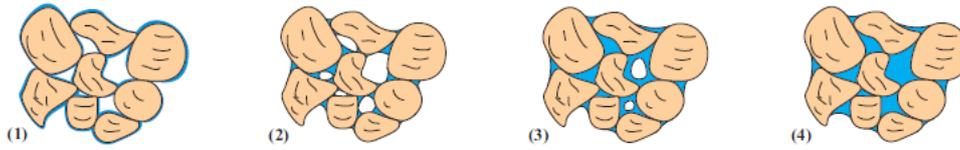


Figure 54: Schématisation des différents états hydriques d'un sol d'après (D. G. Fredlund 1996)

Salager (Salager 2007) propose lui aussi une schématisation des différents états de saturation possibles (Figure 55). Cette schématisation envisage quatre états de saturation possibles (Figure 55) :

- (1) *Le domaine hygroscopique* : l'eau se trouve seulement adsorbée autour des grains. La phase aqueuse est discontinue tandis que la phase gazeuse est continue. C'est l'équivalent du sol sec dans le schéma de Fredlund (Figure 54) ;
- (2) *Le domaine pendulaire* : aucune des deux phases (gazeuse et aqueuse) n'est continue. Ce domaine peut être assimilé à un domaine de transition entre un état de sol sec et un état de sol quasi-saturé. En fonction de la teneur en eau, la circulation gazeuse est permise, et alors la circulation aqueuse ne l'est pas. Quand la teneur en eau augmente, le phénomène inverse s'opère. En fonction du degré de saturation, on aura donc un passage de l'air ou de l'eau possible.
- (3) *Le domaine funiculaire* : la phase aqueuse est continue, et la phase gazeuse est présente sous forme de bulles occluses.
- (4) *L'état totalement saturé*, représente un cas particulier pour lequel la phase gazeuse a entièrement disparu.



**Figure 55 : Schématisation des différents états hydriques d'un sol d'après (Salager 2007)**

Les deux schématisations ont beaucoup de points communs, mais présentent également des différences. Il semble que l'état sec, ou domaine hygroscopique soit commun aux deux auteurs. L'état totalement saturé également. Les différences apparaissent dans la région non saturée. Fredlund propose un domaine « bi-fluides » dans laquelle les deux phases fluides seraient continues, tandis que Salager indique qu'en fonction du degré de saturation, l'une ou l'autre des phases est continue.

Concernant la possibilité d'une double phase continue, il semblerait que cela dépende du niveau de saturation. La figure suivante (Figure 56) présente des résultats d'essais de perméabilité à l'air et à l'eau, réalisés par Delage et Cui sur du sable non saturé (Delage et Cui 2000). Elle représente l'évolution de deux perméabilités relatives (la perméabilité relative à l'air  $k_{ra}$  et d'autre part la perméabilité relative à l'eau  $k_{rw}$ ) en fonction du degré de saturation. Ces deux perméabilités sont relatives par rapport aux perméabilités d'un sable totalement saturé pour  $k_{rw}$  et totalement sec pour  $k_{ra}$ . On constate que pour le sable qu'ils ont testé, dans les conditions de densité qu'ils ont choisies, entre 25% et 50% de saturation, la perméabilité à l'eau est nulle. Pour ces valeurs de degrés de saturation, on peut considérer que seule la phase gazeuse est continue. La phase aqueuse est quasi inexistante, ou présente sous forme discontinue. Au-delà de 75% de saturation, c'est l'inverse. La perméabilité au gaz devient nulle. On peut donc considérer ici que la phase gazeuse est devenue discontinue. L'air est alors présent sous forme de bulles occluses. En revanche, entre 50% et 75% de saturation, les deux valeurs de perméabilité mesurées (air et eau) sont non nulles, ce qui implique que les phases gazeuse et aqueuse pourraient être conjointement continues.

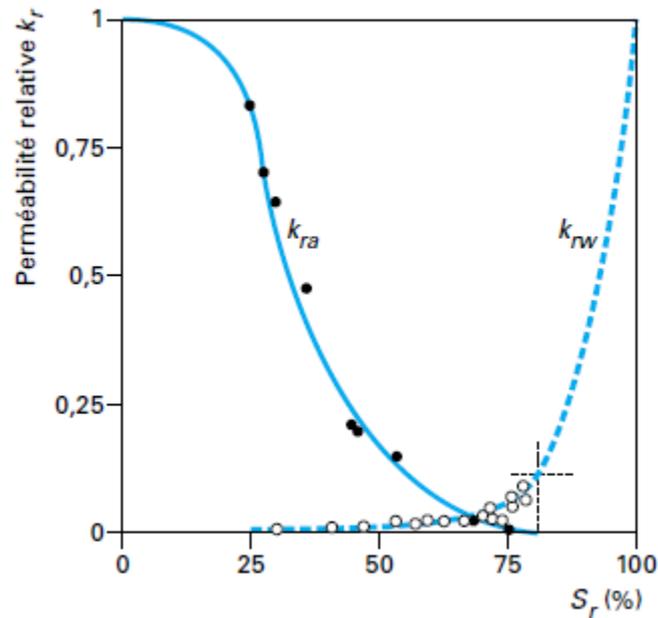


Figure 56 : Résultats d'essais de perméabilité à l'air et à l'eau d'un sable non saturé (Delage et Cui 2000)

Ces travaux nous permettent de dresser les conclusions suivantes :

- L'état sec, ou domaine hygroscopique correspond à un état pour lequel la phase gazeuse est continue et la phase aqueuse discontinue, présente sous forme d'eau adsorbée;
- Il existe une frange intermédiaire (phase bi-fluides ou domaine pendulaire), pour laquelle on peut avoir co-existence des deux phases fluides (gaz et eau), mais pas forcément de continuité de ces deux phases. La continuité des phases dépend du niveau de saturation. Plus le degré de saturation augmente, plus la phase aqueuse est prépondérante par rapport à la phase gazeuse, et inversement ;
- La frange capillaire, ou domaine funiculaire correspond à un état pour lequel la phase aqueuse est continue. La phase gazeuse est présente sous forme de bulles occluses ;
- Enfin, l'état saturé, qui correspond à un état particulier du domaine funiculaire est caractérisé par la présence d'un seul fluide poral (assumé incompressible), l'eau. Il correspond à un degré de saturation de 100%.

Nous rappelons que les valeurs de degrés de saturation énoncés ici ne sont pas des valeurs absolues et définitives, puisque propres à des expérimentations particulières, réalisées dans des conditions initiales qui peuvent être différentes des nôtres. Ces valeurs permettent de donner des ordres de grandeur pour l'établissement de notre propre schématisation.

A partir des travaux de ces auteurs, nous choisissons de proposer la schématisation présentée en Figure 57 :

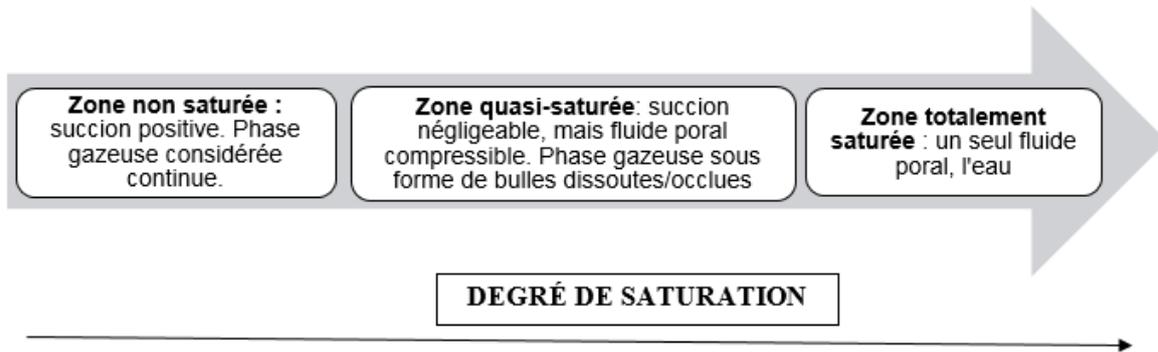


Figure 57 : Schématisation des différents états de saturation retenue

Elle se compose de trois zones :

- **La zone non saturée** : elle est caractérisée par la continuité de la phase gazeuse, et des valeurs de succions positives ;
- **La zone quasi-saturée** : elle est caractérisée par une phase aqueuse continue et une phase gazeuse sous forme d'air dissout ou de bulles occluses. Dans cette zone, de par la discontinuité de la phase gazeuse, les effets de la succion sont négligeables, mais le fluide poral reste compressible ;
- **La zone totalement saturée** : elle est caractérisée par la présence d'un fluide poral unique, de l'eau, considérée comme incompressible.

Etant donné que cette schématisation doit servir de base pour l'étude de l'influence du degré de saturation sur le comportement à la liquéfaction, nous choisissons de ne pas considérer l'état sec, correspondant à des degrés de saturation inférieurs à 50%. En effet, pour ces gammes de saturation ( $S_r < 50\%$ ), plusieurs études ont déjà montré que le risque de liquéfaction était quasi-inexistant (Unno et al. 2006; Yoshiaki Yoshimi, Tanaka, et Tokimatsu 1989).

Les conclusions de l'étude bibliographique réalisée au Chapitre I de ce manuscrit ont permis d'identifier qu'en dessous de 70% de saturation, il est rare d'observer de la liquéfaction sur les échantillons testés.

Nous choisissons donc de concentrer cette étude sur les zones non saturées proches d'un état de saturation total.

Le principal élément de la schématisation choisie, que nous appelons cadre théorique, repose sur la continuité ou non de la phase gazeuse. C'est ce paramètre qui distingue les deux zones non saturée et quasi-saturée. La zone totalement saturée, classique en Mécanique des Sols peut être vue comme domaine de référence.

### III. Démarche proposée

Afin d'étudier les effets du degré de saturation sur le comportement cyclique des sols, nous proposons d'investiguer chaque zone d'état de saturation définie dans le cadre théorique. Les différents paramètres seront les mêmes entre les essais, et le degré de saturation initial sera le facteur variant. Il sera déterminé pour chaque échantillon en fonction de la zone d'état de saturation étudiée.

Les résultats obtenus devraient permettre d'identifier les caractéristiques du comportement hydromécanique du matériau en fonction de la zone d'état de saturation initiale. Le potentiel de liquéfaction pourra être évalué en fonction de l'état de saturation initial.

Les différents états de saturation initiaux ont été appliqués et contrôlés grâce à un ensemble d'équipements expérimentaux développés et mis en place dans le cadre de ce travail.

### IV. Dispositif expérimental et adaptations

L'étude de chaque zone d'état de saturation est réalisée expérimentalement. Ce paragraphe présente les différents dispositifs expérimentaux utilisés et développés au laboratoire. On distingue dans un premier temps les équipements dits généraux, c'est-à-dire classiquement utilisés dans l'étude des sols totalement saturés. Puis dans un deuxième temps, les différents développements de dispositifs spécialement adaptés à l'étude des sols non saturés sont présentés.

#### IV.1 Dispositifs expérimentaux généraux

##### IV.1.1 Cellule triaxiale Bishop et Wesley

L'essai triaxial est l'essai le plus couramment utilisé pour étudier la liquéfaction des sols en laboratoire (Castro 1969) ; (Ishihara, Tatsuoka, et Yasuda 1975) ; (Vaid, Chern, et Tumi 1985) ; ...). L'intérêt dans le cas de cette étude d'utiliser l'essai triaxial réside également dans le fait qu'il s'agit d'un équipement adaptable à l'étude des sols non saturés. La littérature fournit nombre d'exemples de systèmes d'imposition de conditions de succion sur des échantillons triaxiaux.

La cellule utilisée au laboratoire est de type Bishop et Wesley, développée en 1975 (Bishop et Wesley 1975).

Le dispositif triaxial Bishop et Wesley (Figure 58) permet de charger les éprouvettes dans un sens ou dans l'autre via un piston situé au niveau de l'embase inférieure de la cellule. Le déplacement de ce piston est réalisé par chargement hydraulique, par le biais d'un réservoir rempli d'eau désaérée et mise sous pression afin d'enclencher le mouvement vertical du piston. Le contrôle de la pression de l'eau dans le réservoir inférieur se fait grâce à un contrôleur pression-volume GDS, pouvant être asservi soit en pression soit en volume. Le chargement peut se faire à déplacement ou à force contrôlé.

Un capteur de force immergé, ainsi qu'un capteur de déplacement global de type LVDT permettent le contrôle et la mesure des paramètres force et déplacement de l'embase au cours

du chargement. Une prise de pression, située en pied de l'échantillon permet la mesure de la pression interstitielle. Le contrôle et la mesure des différentes pressions (confinement  $\sigma_3$ , interstitielle  $u$  et chargement axial) est réalisé par l'intermédiaire de contrôleurs pression/volume.

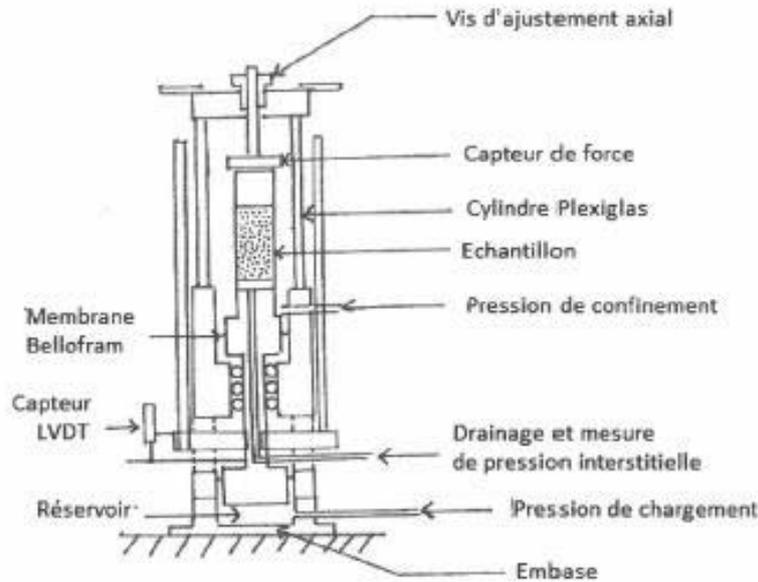


Figure 58 : Schéma de la cellule triaxiale type Bishop et Wesley utilisée au laboratoire

Un des avantages de ce dispositif est que le contrôle peut être d'une part manuel, mais il dispose également d'un asservissement assisté par ordinateur, grâce au logiciel GDSLab, qui permet la réalisation de tous les essais triaxiaux classiques de manière automatique.

#### IV.1.2 Mesures locales des déformations axiale et radiale, déformation volumique

##### a. Déformation axiale

A l'origine, les mesures des déplacements axiaux sur la cellule triaxiale du laboratoire se font par l'intermédiaire d'un capteur LVDT de grande amplitude de mesure (plage de mesure 20mm). Placé à l'extérieur de la cellule, il mesure le déplacement de l'embase sur laquelle repose l'échantillon. C'est un système qui présente l'avantage d'être pratique, puisqu'il ne nécessite aucune manipulation, il est directement installé et fixé sur le bâti de la cellule et mesure le déplacement du piston. Par contre, ce moyen de mesure des déplacements présente également des inconvénients:

- C'est un système de mesure externe. La mesure obtenue correspond à la mesure du déplacement du piston, qui est assimilé au déplacement vertical subi par l'échantillon, sans tenir compte des déplacements qui peuvent être induits par d'autres facteurs ;
- Ce système global ne permet pas de détecter le début des déformations, et n'est pas très précis sur la mesure des petites déformations ;
- Le capteur de déplacement externe mesure en fait le déplacement du piston par rapport à un point fixe de la cellule. Par conséquent, il doit pouvoir mesurer une grande plage de mesure, induisant une plus faible précision ;
- Un mauvais alignement ou une mauvaise assise au niveau du contact piston/éprouvette peut entraîner une erreur de mesure (Scholey et al. 1995).

#### b. Déformation volumique

En ce qui concerne les mesures des déformations volumiques en essai drainé, sans dispositif de capteurs radiaux, elles ne peuvent se faire que par l'intermédiaire des échanges d'eau. C'est un système qui a l'avantage d'être très pratique et simple, puisqu'il ne nécessite aucune mise en place. Par contre, il peut être perturbé par des facteurs externes engendrant des erreurs sur les résultats : une variation de température entraînant des dilatations au niveau des flexibles, une fuite sur le circuit, ... sont autant d'éléments perturbateurs pouvant fausser les mesures de variation de volume et donc altérer la fiabilité de ce système de mesures pour les déformations volumiques.

Par ailleurs, la mesure de la déformation volumique par mesure des échanges d'eau est adaptée lorsque les échantillons manipulés sont totalement saturés. Pour les sols non saturés, la présence de deux fluides de compressibilités différentes entraîne que la mesure des échanges de fluides via le contrôleur ne correspond pas à la mesure de la déformation volumique. Un équipement de mesure de déformation local est donc nécessaire.

Il existe plusieurs systèmes locaux de mesures de déformation, parmi lesquels :

- Les systèmes inclinométriques
- Les capteurs à effet Hall
- Les systèmes de proximité (sans contact)
- **Les LVDT, pour Linear Variable Differential Transducer**

Les capteurs LVDT (Linear Variable Differential Transducer) reposent sur un fonctionnement inductif. Il est composé d'un transformateur et d'un noyau. La réponse du capteur est proportionnelle au déplacement du noyau dans le cylindre formé par le transformateur. C'est ce système qui a été retenu dans notre étude car d'une part les capteurs LVDT sont reconnus pour plusieurs avantages :

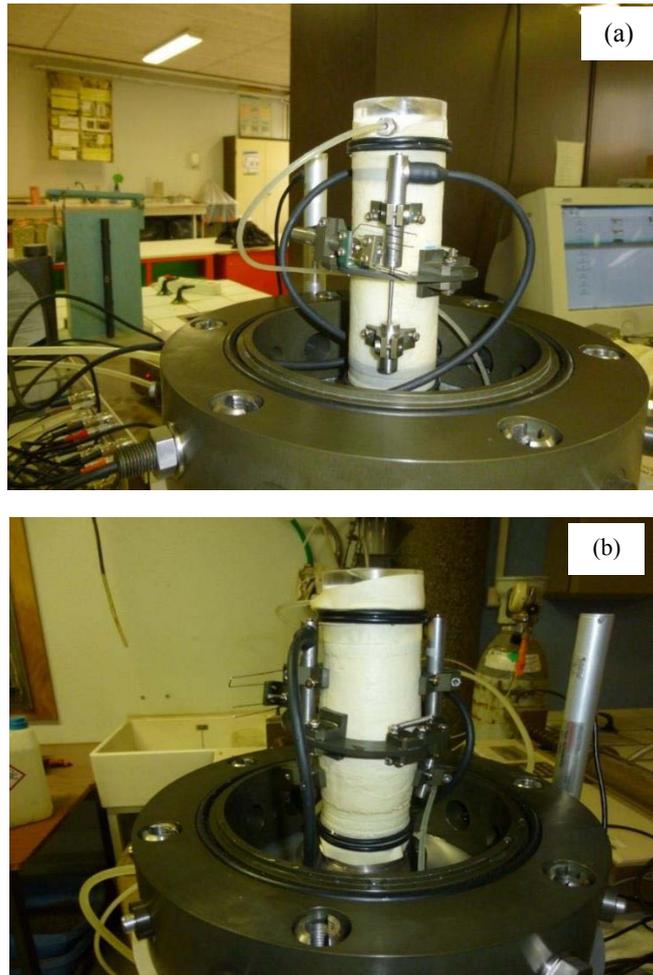
- Ils permettent des mesures locales des déplacements ;
- Ils possèdent une gamme de stabilité vis-à-vis de la température et des pressions qui est assez large pour couvrir tous les domaines classiques d'utilisation ;
- Ils permettent des mesures de déplacements axiaux et radiaux simultanés ;
- Ils sont adaptables aux échantillons triaxiaux grâce à des étriers spécialement adaptés à leurs dimensions.

D'autre part, ils présentent l'avantage d'être utilisés depuis relativement longtemps ce qui induit une littérature assez riche.

Par contre, ce système présente également quelques inconvénients, qui sont surtout d'ordre pratique :

- Les étriers sont relativement lourds, notamment par rapport à l'épaisseur de la membrane, ce qui rend leur maintien difficile ;
- Leur fixation à la membrane est délicate, et peut éventuellement empêcher, dans les grandes déformations, le libre déplacement de la tige du capteur. Les réglages doivent donc être faits avec une grande précision (Cuccovillo et Coop 1997) ;
- La mise en place des étriers peut entraîner des perturbations de l'échantillon.

Les capteurs utilisés dans cette étude sont spécialement adaptés à l'essai triaxial : ils sont immersibles, ils sont compatibles avec de hautes pressions, et les étriers supports sont spécialement adaptés à la forme des éprouvettes. Leur plage de mesure est de 10mm. Il est important de noter que ce type de dispositif est spécialement conçu pour la mesure en petites déformations. Au-delà d'un certain taux de déformation, l'utilisation n'est plus pertinente. C'est la raison pour laquelle les mesures locales sont systématiquement accompagnées de la mesure globale par le capteur externe, afin d'avoir des mesures de déplacement aussi bien en petites qu'en grandes déformations.



**Figure 59: Photos du montage des capteurs sur un échantillon (a) avant essai (b) en configuration déformée après un essai triaxial monotone**

Le montage complet est présenté sur les photos de la Figure 59. Il est composé de :

- Deux capteurs axiaux, qui sont disposés sur l'échantillon de manière diamétralement opposés. Ces deux capteurs sont positionnés sur le tiers central de l'échantillon, car il est admis que c'est dans cette zone que les déformations sont le plus représentatives (zone la moins affectée par le frettage) (Morvan 2010) ;
- Un capteur radial, disposé sur un étrier venant encercler l'échantillon. Il est disposé à mi-hauteur de l'éprouvette.

L'avantage de ce dispositif de mesure de déplacement est qu'il permet le calcul des déformations volumiques, que l'échantillon soit saturé ou pas.

#### c. Validation de la mise en place des dispositifs de mesure

Avant de commencer les essais avec les capteurs, il a fallu s'assurer premièrement de leur bon fonctionnement, puis ensuite déterminer le protocole d'installation des capteurs.

Au total, 8 essais ont été réalisés pour ajuster la mise en place des capteurs locaux LVDT. Plusieurs solutions ont été envisagées : fixation par épingles, double membrane afin de limiter l'attaque par la colle, renforts au niveau des étriers afin de rigidifier l'ensemble.

Après l'analyse des résultats des différentes solutions envisagées, la seule solution donnant des résultats satisfaisants et répétables est celle consistant à coller les étriers directement sur une seule membrane. Des essais complémentaires ont été réalisés afin de s'assurer que la colle mise en contact direct avec la membrane n'altérerait pas son imperméabilité. Pour cela, trois échantillons ont été montés, avec les étriers fixés à la colle directement sur la membrane. Pour chaque essai, nous avons lancé le processus de saturation, et observé régulièrement l'évolution de la pression interstitielle pendant plusieurs jours. La stabilité de la pression interstitielle pour une observation allant jusqu'à 10 jours après la mise en place des capteurs a permis de s'assurer que la colle n'altérerait pas les propriétés d'imperméabilité des membranes.

La solution en membrane simple avec collage direct qui réunit les qualités requises (praticité, répétabilité et non altération des propriétés de la membrane) a donc été validée.

Le montage des capteurs est réalisé classiquement grâce à l'application d'une dépression à l'échantillon. C'est une technique de montage d'échantillon très répandue dans les laboratoires. La pompe à vide à disposition permet d'appliquer une dépression d'une valeur d'environ -90kPa.

## IV.2 Dispositifs expérimentaux spécialement développés pour les essais non saturés

Afin de pouvoir étudier le comportement hydromécanique de matériaux non saturés, plusieurs adaptations doivent être réalisées sur le dispositif classique Bishop et Wesley. Ces équipements permettent l'imposition de conditions de succion initiale au matériau.

### IV.2.1 Pierre poreuse à haute entrée d'air

La première adaptation nécessaire est le remplacement de la pierre poreuse « classique » par une pierre poreuse spéciale, dite à Haute Entrée d'Air (HEA) ((Hoyos, Laloui, et Vassallo 2008) ; (Delage 2008) ; ...). Les pores de cette pierre HEA, plus petits que ceux d'une pierre poreuse classique, permettent de garder la pierre saturée malgré l'application d'une pression d'air supérieure à la pression d'eau interstitielle. Ils permettent ainsi la mesure d'une pression d'eau dans les échantillons non saturés.

Dans le cas de cette étude, la pression d'entrée d'air de la pierre poreuse utilisée est de 200 kPa, c'est-à-dire qu'on peut appliquer des pressions d'air à l'échantillon jusqu'à 200 kPa en maintenant des conditions de saturation totale de la pierre. La pression d'entrée d'air de la pierre poreuse conditionne finalement les valeurs maximales de succion auxquelles on peut travailler. Dans notre cas, cette valeur de 200 kPa est largement suffisante pour le type de matériau utilisé et les gammes de succion à manipuler.

#### IV.2.2 Dispositif de la colonne d'eau, ou plaque tensiométrique

En vue de pouvoir appliquer une charge hydraulique négative et une diminution de la pression d'eau au sein de l'échantillon, un dispositif utilisant une colonne d'eau a été développé. Le principe de la colonne d'eau consiste à créer une différence de hauteur entre l'eau présente dans la colonne et la base de l'échantillon, permettant ainsi l'application d'une charge hydraulique négative et une diminution de la pression interstitielle au sein de l'échantillon, proportionnelle à la différence de hauteur. La pression de l'air à l'intérieur de l'échantillon est quant à elle maintenue à la pression atmosphérique.

Ce dispositif a été introduit pour la première fois en 1907, par Buckingham, un des pionniers dans les techniques de mesure de rétention (Vanapalli, Nicotera, et Sharma 2008) ; il réalise pour la première fois une courbe de rétention sur plusieurs matériaux, en faisant s'équilibrer le sol avec un réservoir d'eau fixé en dessous de l'échantillon. L'extrémité haute de la colonne est fermée afin d'éviter l'évaporation. L'énergie potentielle de gravité au sein de l'eau pour n'importe quelle élévation du niveau de référence est appelée le potentiel capillaire.

La hauteur de la colonne peut en général être ajustable au millimètre près, ce qui permet d'espérer des succions précises au 0,01 kPa près. Etant donné que les niveaux de succion appliqués dans cette étude sont faibles, la précision doit être d'autant plus grande. Or la technique de translation d'axes, également possible au laboratoire, aurait permis d'atteindre une précision à quelques kPa près (2-3 kPa) seulement, c'est pourquoi il a été décidé de développer le dispositif de la colonne d'eau. Cette technique s'utilise typiquement sur des matériaux granulaires, avec peu de fines, impliquant des valeurs de succions faibles, ce qui est le cas dans cette étude. Par ailleurs, avec cette technique, les conditions de pressions appliquées sont plus représentatives de la réalité que d'autres techniques comme la translation d'axes par exemple.

Plusieurs types de dispositifs de colonne d'eau existent, notamment l'appareil de Haines (Vanapalli, Nicotera, et Sharma 2008), qui utilise en plus de la différence de hauteur l'application du vide. Ce dispositif permet d'atteindre des valeurs de succions plus élevées. En effet, l'inconvénient majeur de la colonne d'eau par simple différence de hauteur est que la valeur de succion applicable à l'échantillon est limitée à la différence de hauteur disponible entre l'échantillon et le sol.

Le dispositif mis en place a été pensé de telle sorte à garder un niveau d'eau constant dans la colonne, grâce à un système de débordement. De plus, ce débordement, associé à un réservoir transparent intérieur et gradué nous permet d'une part de s'assurer de l'équilibrage de la succion, ainsi que de mesurer le volume d'eau sortant et de vérifier le niveau de saturation.

Le réservoir extérieur de la colonne d'eau bénéficie d'une très petite ouverture sur sa partie supérieure, permettant d'éviter l'évaporation (faible surface d'évaporation), mais parallèlement de maintenir l'air dans le réservoir à la pression atmosphérique.

Les figures Figure 60 et Figure 61 présentent différentes vues schématiques de la colonne d'eau développée. La photo de la Figure 62 présente le montage complet sur le dispositif d'essai triaxial.

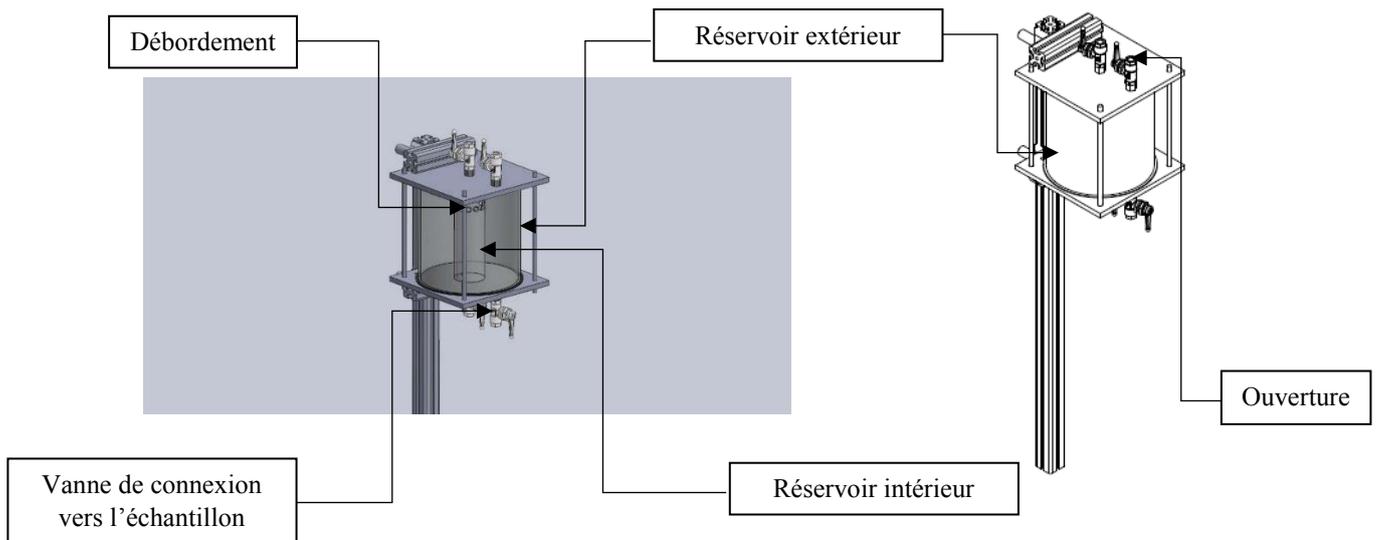


Figure 60 : Représentations 3D du dispositif de la plaque tensiométrique

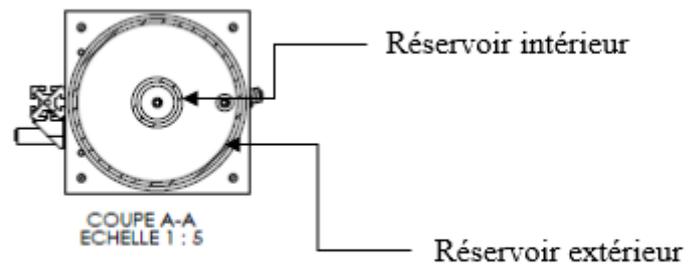


Figure 61 : Vue 2D du haut de la colonne - Deux réservoirs imbriqués



**Figure 62 : Montage complet du triaxial avec la colonne d'eau**

#### IV.2.3 Essais réalisables

Comme rappelé par Ng et Menzies (Ng et Menzies 2007), la différence des essais triaxiaux réalisés sur sol non saturé par rapport à ceux sur sol saturé est que la phase de fluides interstitiels est double ; ainsi, l'air et l'eau ne sont pas forcément soumis aux mêmes conditions de drainage.

La colonne d'eau est équipée d'une vanne entre le bas de la colonne et la base de l'échantillon, qui peut être laissée ouverte ou fermée pendant l'essai. Ainsi, après avoir imposé la succion voulue et s'être assuré qu'elle était atteinte par la mesure du volume et la mesure de pression, la vanne entre la colonne et le bas de l'échantillon peut être fermée ; l'essai réalisé est un essai non drainé en eau, avec mesure de la pression d'eau interstitielle. La vanne laissée ouverte permet la réalisation d'essais drainés et le volume d'eau sortant de l'échantillon peut être mesuré grâce au système de débordement.

#### IV.3 Amélioration du dispositif expérimental initial

Au cours de ce travail expérimental, divers éléments de l'équipement ont été améliorés afin d'optimiser les temps d'essais, et de s'assurer d'un meilleur contrôle de certains paramètres.

##### IV.3.1 Etanchéité du système de chargement et de désaération de l'eau

Un élément clé dans la réalisation d'un essai triaxial est la bonne préparation des échantillons. Dans le processus de préparation, la saturation de l'échantillon peut être problématique. Afin

de s'assurer de la bonne saturation des échantillons et du bon fonctionnement du dispositif expérimental, on s'est assuré de l'étanchéité du système de chargement hydraulique et de désaération de l'eau.

#### IV.3.2 Panneau de saturation

Afin de permettre une circulation gravitaire de l'eau au sein des échantillons et des manipulations plus aisées lors de la phase de saturation (notamment inversion du sens de circulation de l'eau sans débranchement des flexibles, saturation de l'échantillon indifféremment par le haut et le bas afin de favoriser la dissolution des bulles d'air dans l'eau), nous avons développé un panneau de saturation présenté en Figure 63.



**Figure 63 : Panneau de saturation**

#### IV.3.3 Disque rainuré

Toujours dans l'optique d'améliorer le processus de saturation des échantillons, nous avons imaginé et réalisé au laboratoire par impression 3D un disque rainuré « en escargot », comme montré sur la Figure 64. Ce petit disque en plastique, placé entre la pierre poreuse inférieure et l'embase de la cellule, permet à l'eau d'arriver sur la pierre poreuse non pas ponctuellement (ce qui est le cas sans la présence d'un disque) mais de façon répartie et relativement uniforme. L'objectif de ce dispositif est d'éviter la formation au sein de l'échantillon de chemins d'écoulement préférentiels.



**Figure 64 : Disque rainuré**

## V. Paramètres d'essais

La démarche proposée dans ces travaux consiste à étudier chaque zone d'état de saturation établie dans le cadre théorique. Nous présentons dans ce paragraphe les paramètres d'essais qui ont été choisis pour la campagne d'essais triaxiaux cycliques. On présente les paramètres appelés généraux, c'est-à-dire qui seront fixes pour tous les essais, quelle que soit la zone de saturation d'investigation. Ces paramètres ont été établis sur la base de l'étude bibliographique présentée dans le premier chapitre.

### V.1 Matériau

Les matériaux dits à risque vis-à-vis de la liquéfaction sont les matériaux granulaires, peu cohésifs ((Seed et Idriss 1982) ; (Vaid et Sivathayalan 2000) ; ...). Le matériau d'étude choisi ici est le sable de Fontainebleau, qui est un sable fin siliceux, de couleur beige clair comme montré sur la Figure 65. Les grains ont une morphologie arrondie, ce qui est un paramètre augmentant la sensibilité à la liquéfaction (Benahmed 2001).

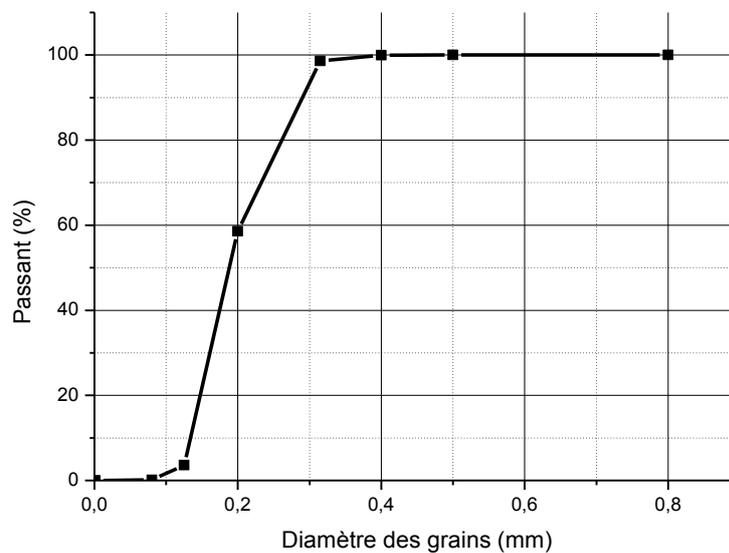


**Figure 65: Sable de Fontainebleau**

Les principaux paramètres d'identification et la courbe granulométrique du sable de Fontainebleau utilisé sont présentés dans le Tableau 2 et Figure 66.

<b>D<sub>max</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>60</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>30</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>10</sub> (mm)</b>	<b>C<sub>c</sub></b>	<b>ρ<sub>s</sub> (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>ε<sub>min</sub></b>	<b>ε<sub>max</sub></b>
0,31	0,23	0,17	0,14	0,93	2,618	0,65	0,76

**Tableau 2: Caractéristiques d'identification du Sable de Fontainebleau obtenues au laboratoire**



**Figure 66 : Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau utilisé**

A titre de comparaison, les tableaux Tableau 3 et Tableau 4 présentent les données obtenues au Laboratoire des Ponts et Chaussées et extraites de la thèse de Nadia Benahmed (Benahmed 2001), ainsi que celles utilisées par Rosquoët (Rosquoet et al. 2013), respectivement :

$D_{50}$ (mm)	Cu	$e_{min}$	$e_{max}$	$\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )
0,21	1,52	0,54	0,94	1,37	1,72

Tableau 3: Caractéristiques d'identification du sable de Fontainebleau utilisées dans les travaux de (Benahmed 2001)

$\rho_s$ (kg/dm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmax}$ (kg/dm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmin}$ (kg/dm <sup>3</sup> )	$e_{max}$	$e_{min}$
2,65	1,68	1,41	0,887	0,581

Tableau 4 : Caractéristiques du sable de Fontainebleau utilisées dans les travaux de (Rosquoet et al. 2013)

Des différences sont observées entre les trois séries de données, obtenues dans trois laboratoires différents. Concernant le protocole utilisé pour la détermination des indices des vides minimal et maximal ( $e_{min}$  et  $e_{max}$ ) dans notre laboratoire, nous avons suivi la norme française en vigueur (NF P 94-059). Nous utiliserons ces valeurs pour la suite de cette étude.

### V.2 Gamme de densité

Les recherches bibliographiques ont mis en évidence que le phénomène de liquéfaction concerne les matériaux se trouvant dans un état de densité lâche. C'est d'ailleurs le facteur d'influence majeur. L'indice des vides est fixé dans cette étude à une valeur de 0,85, afin de correspondre à un état de densité lâche ( $I_D = -0,80$ ).

### V.3 Méthode de reconstitution des échantillons

Comme présenté dans le premier chapitre, la méthode de reconstitution conditionne la structure granulaire des échantillons. Nous avons montré que le damage humide est la méthode permettant d'obtenir les structures granulaires les plus instables. C'est également une méthode permettant d'obtenir des indices des vides élevés et très couramment utilisée dans les études de liquéfaction (Mulilis et al. 1977). La teneur en eau de montage a été fixée à 3%. C'est une valeur de teneur en eau suffisante pour créer des effets capillaires au sein de matériau. C'est ce qui permet la mise en place d'une structure granulaire instable, avec présence de macropores et d'agrégats, typiques de ces structures (Canou et al. 2000).

Les échantillons sont réalisés en cinq couches de 2cm d'épaisseur chacune. La hauteur de chaque couche est contrôlée par un outil de damage adapté. Le protocole a été soigneusement élaboré et mis en place afin de permettre une très bonne reproductibilité des échantillons en termes de dimensions et d'indice des vides.

Les échantillons sont mis en place dans une membrane en latex, d'épaisseur 0,3 mm. Ils ont une hauteur de 100mm, et un diamètre de 50 mm, soit un élancement de 2. Les mesures sont systématiquement vérifiées une fois l'échantillon reconstitué, et la masse de sable insérée est soigneusement pesée afin d'obtenir des valeurs d'indice des vides très précises.

#### V.4 Pression de confinement

On a vu précédemment que le phénomène de liquéfaction affecte principalement les couches superficielles des terrains. Afin d'être cohérent avec ce constat, et en accord avec les préconisations des normes françaises, nous considérons une gamme de profondeurs d'étude compris entre 0 et 20m. Cette gamme de profondeurs correspond à une gamme de pression de confinement comprise entre 0 et 100 kPa. C'est pourquoi nous avons choisi de réaliser les essais sous une pression de confinement de 100 kPa.

#### V.5 Fréquence et type de sollicitation

Dans cette étude expérimentale, nous souhaitons reproduire en laboratoire une sollicitation dynamique réaliste et représentative d'un séisme. Le dispositif utilisé permet l'application de chargements cycliques, lié au système de régulation pression/volume du chargement hydraulique. Pour cela, plusieurs hypothèses simplificatrices mais acceptables sont nécessaires pour pouvoir assumer un essai cyclique.

Lors d'un séisme, les ondes ne se propagent pas dans une direction unique mais dans plusieurs directions. Néanmoins, il est admis que ce sont les ondes de direction de propagation verticale qui sont prépondérantes (Seed et Idriss 1982). La sollicitation dynamique a pour effet d'entraver le drainage de l'eau dans des conditions réelles (sollicitation trop rapide par rapport à la perméabilité du sol). En laboratoire, le non drainage lors des essais triaxiaux permet de reproduire cette condition. Ainsi, on peut dire raisonnablement qu'un essai cyclique non drainé représente fidèlement les états de contrainte subis par le sol lors d'un séisme. Le chargement appliqué est un chargement sinusoïdal pour lequel il a fallu définir la fréquence et l'amplitude.

Comme présenté au Chapitre I, plusieurs études (Tatsuoka et al. 1986; Yoshiaki Yoshimi et Oh-Oka 1975) ont montré que la fréquence de la sollicitation n'influe pas sur les résultats des essais en conditions non drainées pour les échantillons totalement saturés. Le choix de fréquence est en grande partie conditionné par les essais non saturés. La fréquence d'application du chargement ne peut pas être trop élevée, afin de permettre l'équilibrage des pressions entre l'échantillon et la pierre poreuse à haute entrée d'air, et permettre leur bonne mesure. Il n'y a pas beaucoup de données concernant la fréquence adéquate à utiliser pour les essais cycliques sur sols non saturés. Par contre, il y a eu plus de travaux effectués sur l'influence de la vitesse de cisaillement sur les mesures de résistance au cisaillement d'échantillons non saturés. Entre autres, Fredlund et Rahardjo (Fredlund et Rahardjo 1993) et Ho et Fredlund (Ho et Fredlund 1982) ont beaucoup travaillé sur l'influence de la vitesse de cisaillement sur la mesure de la résistance au cisaillement des sols. Ils rappellent que la vitesse de cisaillement doit être choisie en fonction de propriétés physiques du matériau testé (compressibilité et coefficient de perméabilité), ainsi qu'en fonction des conditions de drainage. La pierre poreuse à haute entrée d'air utilisée, qui a un faible coefficient de perméabilité est un facteur influençant le choix de la vitesse de cisaillement. Ils donnent des valeurs guides, d'après plusieurs travaux réalisés. Mais ces valeurs sont des vitesses de déformation pour des essais de chargement monotone. Etant donné que les essais cycliques sont effectués à contrainte contrôlée, il est difficile d'établir une corrélation directe avec une valeur de période. Des auteurs tels que (Unno et al. 2008) , (Tsukamoto et al. 2014), qui travaillent beaucoup sur le comportement cyclique des sables non saturés ont l'habitude d'utiliser la fréquence de 0,01 Hz pour la réalisation de leurs essais triaxiaux cycliques. On a donc choisi donc une période d'application du chargement cyclique de 2 minutes, soit une fréquence de 0,008 Hz. En vue de s'assurer que cette fréquence n'était

pas trop élevée, des essais préliminaires ont été réalisés au laboratoire. Pour cela, le chargement sinusoïdal a été appliqué à l'échantillon, puis arrêté et la pression interstitielle a été mesurée durant 30 minutes. Nous avons considéré que si la pression interstitielle restait stable sur 30 minutes, la fréquence appliquée pouvait être considérée comme adaptée.

En ce qui concerne le type de sollicitation, on choisit d'appliquer le chargement uniquement en compression. Même si plusieurs auteurs ont montré qu'en général les chargements alternés correspondaient à des conditions de chargement plus propices à la liquéfaction, on a décidé de simplifier les paramètres en appliquant uniquement de la compression aux échantillons. L'objectif ici n'est pas d'étudier l'influence de ce paramètre sur la réponse cyclique, mais qu'il soit le même pour tous les essais réalisés.

#### V.6 Amplitude du chargement

L'amplitude du chargement cyclique appliqué aux échantillons a été calculée selon les préconisations de Seed et Idriss (Seed et Idriss 1982). Dans leur ouvrage, les deux auteurs décrivent leur méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols. Cette méthode consiste à calculer un facteur de sécurité, obtenu par la détermination d'un facteur de résistance et d'un facteur de sollicitation. La sollicitation revient à calculer une contrainte de cisaillement, dépendant de divers facteurs sismiques tels que l'accélération, la profondeur considérée, la masse volumique du sol,... Ces calculs donnent, pour des conditions réalistes françaises (notamment valeurs d'accélération données par les Eurocodes) une contrainte de cisaillement cyclique totale comprise entre 50 kPa et 80 kPa. Ces valeurs correspondent à un taux de cisaillement cyclique (TCC) compris entre 0,25 et 0,4. On a choisi d'appliquer un chargement d'amplitude 70 kPa, correspondant à un TCC de 0,35. Ce sont des valeurs usuelles de sollicitation dans les études de liquéfaction (Benahmed 2001).

Les paramètres généraux ont été présentés. Ils sont fixes et constants entre tous les essais réalisés. Intéressons-nous maintenant au facteur variant, c'est-à-dire le degré de saturation initial. Pour cela, il a d'abord fallu définir les frontières entre les trois zones du cadre théorique.

### VI. Définition des critères de frontière du cadre théorique

Dans ce paragraphe, on cherche à quantifier les limites entre les différentes zones d'état de saturation. L'objectif est d'utiliser un paramètre pertinent pour quantifier les différences entre les trois zones, et qui soit qualifiable pour les trois différents états de saturation. On propose le degré de saturation. En effet, on peut définir une valeur de degré de saturation pour les trois zones, et son utilisation permet une évolution continue de l'état hydrique entre les trois zones. On cherche donc à établir des critères limites entre les trois zones d'état de saturation en termes de degré de saturation.

## VI.1 Limite inférieure d'investigation de la zone non-saturée

D'après les différentes recherches bibliographiques, il est apparu que le risque de liquéfaction devient très faible en dessous d'un certain niveau de saturation. Les auteurs n'arrivent pas à un consensus global et on n'identifie pas une valeur précise, ou un critère bien défini pour quantifier cette limite. Néanmoins, plusieurs auteurs ont montré qu'en dessous de 70% de saturation initial, le risque de liquéfaction est très faible (Chaney 1978; Kamata et al. 2007; Unno et al. 2008).

Compte tenu des différents résultats de la littérature, l'investigation du domaine de non saturation sera limitée à des degrés de saturation supérieurs à 70% dans cette étude.

## VI.2 Frontière entre zone quasi-saturée et non saturée

La continuité de la phase gazeuse est le facteur de différence entre les zones d'états de quasi-saturation et de non saturation. Néanmoins, ce critère n'est pas un paramètre auquel l'expérimentateur peut avoir accès facilement, ni directement, sur un échantillon par exemple.

Une méthode indirecte a donc été adoptée. Elle repose sur le raisonnement suivant. Si la phase gazeuse est continue, alors la perméabilité à l'air du matériau non saturé sera relativement élevée puisque le gaz pourra circuler assez facilement à travers le matériau. Au contraire, si la phase gazeuse devient discontinue, le gaz circulera difficilement à travers le matériau, et ceci aura pour conséquence des valeurs de perméabilité au gaz faibles, voire très faibles (quasi nulles). Ceci est dû au fait que lorsque la phase gazeuse devient discontinue, elle devient quasiment saturée en vapeur d'eau, et il y a donc peu de changement de phase (Salager 2007). La circulation de l'air s'opère mais elle est très lente. De même, pour des degrés de saturation faibles, lorsque la phase d'eau devient discontinue, les transferts d'eau se font par phase vapeur, et sont donc très longs (Delage et Cui 2000). Ceci implique dans ces gammes de degrés de saturation des valeurs de perméabilité à l'eau très faibles. Ces variations de perméabilités à l'air et à l'eau en fonction du degré de saturation sont bien visibles sur la Figure 56.

Des essais de mesure de perméabilité à l'air ont donc été réalisés.

### VI.2.1 Mesure de perméabilité à l'air : méthode et du montage expérimental

Les mesures de perméabilité à l'air sont peu répandues, alors qu'elles sont en réalité plus faciles à réaliser en laboratoire que les mesures de perméabilité à l'eau sur des matériaux non saturés. En effet, étant donné que la perméabilité dépend du degré de saturation, ou de la teneur en eau, le passage d'air dans l'échantillon pour en mesurer une valeur de perméabilité ne modifie pas le paramètre d'humidité du sol, donc ne modifie pas la perméabilité, contrairement à une mesure de perméabilité à l'eau.

Il existe différentes manières de mesurer la perméabilité à l'air d'un sol :

#### ★ Méthode en régime permanent

Cette méthode a été proposée par Corey (Corey 1957), qui s'était lui-même inspiré d'une technique provenant de l'industrie pétrolière. La Figure 67 présente un schéma de ce dispositif expérimental.

Une succion est appliquée à un échantillon par la technique de translation d'axes, imposant ainsi une condition initiale de pressions d'air  $u_a$  et d'eau  $u_w$  positives. On applique ensuite de part et d'autre de l'échantillon le même gradient à l'air et à l'eau (en appliquant des incréments égaux de pressions d'air et d'eau). Ce gradient permet d'appliquer une succion et un degré de saturation constants dans l'échantillon, avec un flux constant dans tout l'échantillon qui est un flux combiné d'air et d'eau. La Figure 67 décrit le dispositif de détermination de la perméabilité à l'eau et à l'air par la méthode en régime constant :

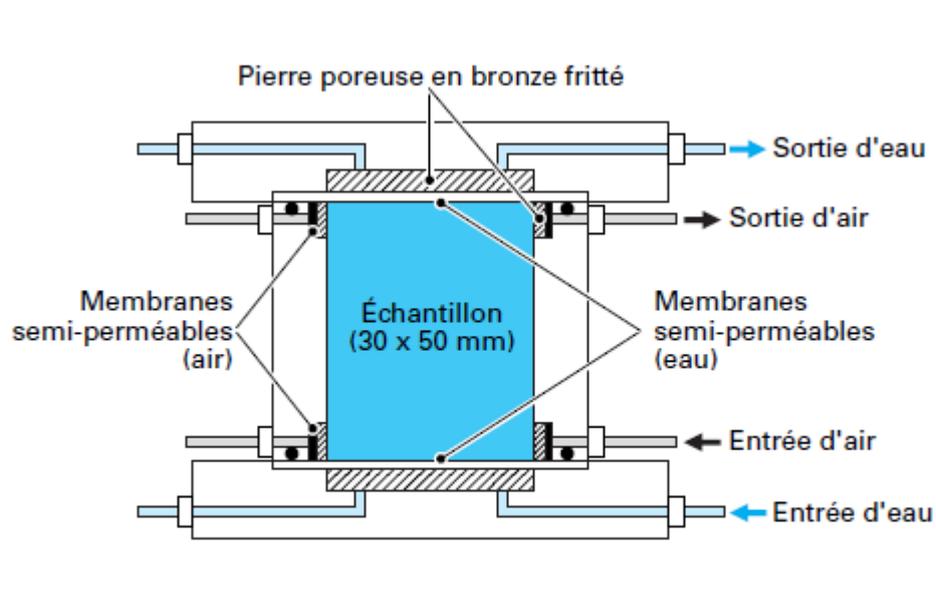


Figure 67 : Système de détermination de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturés, en régime permanent (Delage et Cui 2000)

L'échantillon est placé entre deux pierres poreuses en bronze fritté. Les métaux frittés ont la particularité d'avoir de grandes porosités. Ils permettent ainsi de ne pas perturber les mesures de perméabilités. Des membranes semi-perméables, à l'air et à l'eau permettent le contrôle et la mesure indépendants des pressions d'air et d'eau. Les entrées et sorties d'air et d'eau, indépendantes, permettant la circulation des fluides à travers l'échantillon.

Le perméabilité est obtenue à partir de la mesure du débit permanent, obtenu pour chacun des fluides, et du gradient de pression imposé. Comme toutes les techniques de mesure de perméabilité en régime permanent, c'est une méthode de mise en œuvre délicate de par la faible perméabilité des sols non saturés qui engendrent des débits qui peuvent devenir très faibles. De plus la mesure est très sensible aux fuites et aux variations de température.

#### ★ Méthode œdométrique

Un œdomètre est connecté à un réservoir contenant un volume d'air important, lui-même relié à une source de pression d'air. Le réservoir contient un peu d'eau afin d'humidifier l'air qui sera injecté dans le sol non saturé.

On commence par appliquer une faible surpression d'air (inférieure à 8 kPa) dans le réservoir en le déconnectant préalablement de la cellule. Cette surpression est mesurée dans le tube en U. Ensuite on déconnecte le réservoir de la source de pression, et on ouvre la connexion avec l'échantillon dans l'œdomètre au temps  $t = 0$ . A partir de ce moment, l'air peut traverser

l'échantillon, et donc on voit le niveau dans le tube en U diminuer. Il suffit alors de suivre au cours du temps le niveau dans le tube en U. Les différents niveaux de saturation sont obtenus en appliquant une contrainte par paliers à l'échantillon, c'est-à-dire en faisant varier le volume total de l'échantillon. La teneur en eau est maintenue constante. Un film en plastique peut être positionné sur l'échantillon afin de s'assurer que la teneur en eau reste constante pendant l'essai.

La figure suivante (Figure 68) montre le système élaboré par Yoshimi et Osterberg (Y. Yoshimi et Osterberg 1963) pour la détermination de la perméabilité à l'air et présenté par Delage et Cui (Delage et Cui 2000).

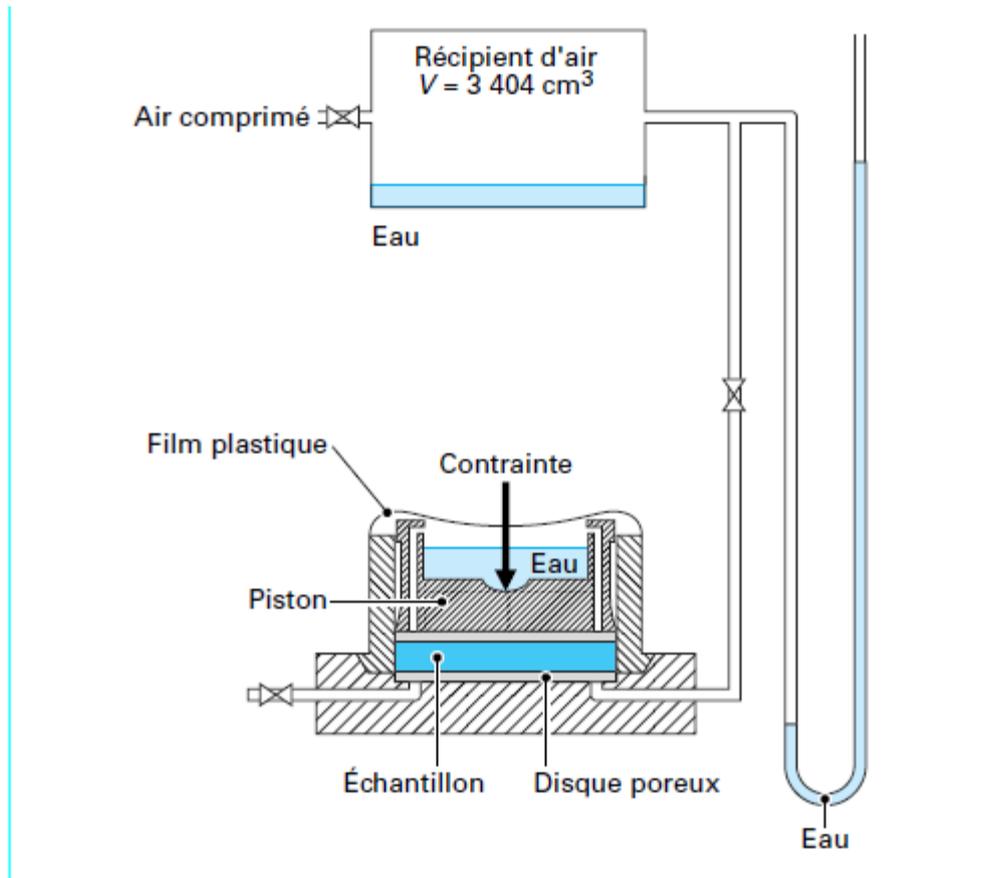


Figure 68 : Système de Yoshimi et Osterberg pour la détermination de la perméabilité à l'air (Delage et Cui 2000)

Yoshimi et Osterberg (Y. Yoshimi et Osterberg 1963) ont montré que les variations de  $\ln\left(\frac{p(t)}{p(0)}\right)$ , avec  $p(t)$  et  $p(0)$  les pressions d'air au temps  $t$  et à l'instant initial, sont proportionnelles au temps. Ils démontrent également que la perméabilité intrinsèque à l'air  $k_a$  peut se déterminer à partir des mesures de gradients de pression d'air en fonction du temps, obtenues grâce au montage expérimental décrit précédemment. La perméabilité intrinsèque  $k_a$  à l'air peut alors se calculer selon l'expression suivante ([Equation 23]) :

$$k_a = - \frac{2,3V\mu_a}{t} \frac{\lg \frac{p(t)}{p(0)}}{S\left[p_a + \frac{p(0)}{4}\right]} \quad [23]$$

avec  $V$  le volume du réservoir

$h$  et  $S$  l'épaisseur et la section de l'éprouvette  
 $\mu_a$  la viscosité dynamique de l'air  
 $p_a$  la pression atmosphérique

La perméabilité à l'air est uniquement fonction de l'indice des vides occupé par l'air, défini tel que  $e_a = e(1 - S_r)$ , selon l'expression suivante (équation [24]) à deux paramètres  $a$  et  $n$ , généralement admise :

$$k_a = a[e(1 - S_r)]^n \quad [24]$$

Les résultats d'essais de mesures de perméabilité à l'air se présentent donc traditionnellement comme sur la Figure 69, c'est-à-dire en montrant l'évolution de la perméabilité intrinsèque à l'air,  $k_a$ , en  $m^2$ , en fonction de l'indice des vides remplis d'air  $e_a$ .

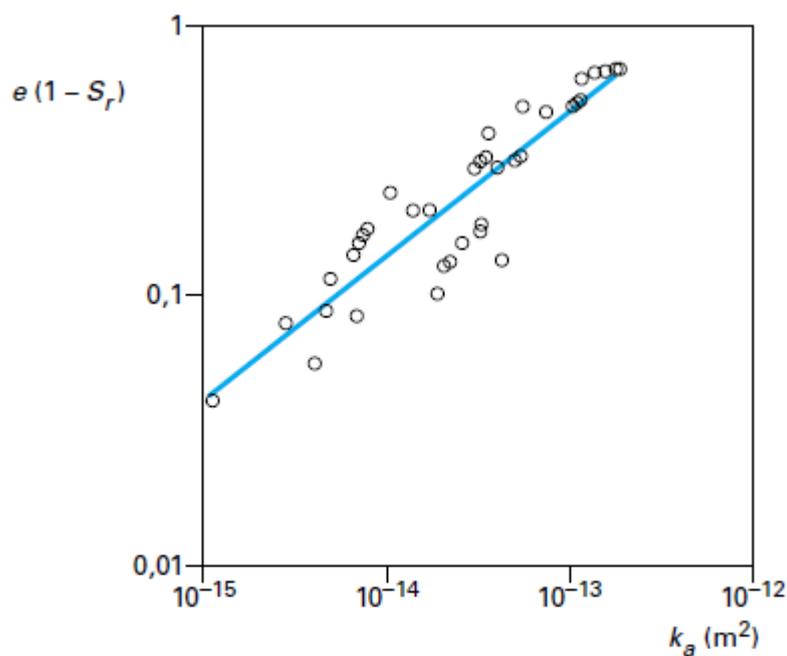


Figure 69 : Résultats d'un essai de perméabilité à l'air (Delage et Cui 2000)

Dans cette étude, le Laboratoire des Ponts et Chaussées a mis à notre disposition leur dispositif de mesures par la méthode œdométrique.

### VI.2.2 Mise en place du protocole expérimental

Pour définir le protocole expérimental, les conditions initiales des échantillons ont été choisies de manière à correspondre aux conditions initiales des échantillons triaxiaux définies précédemment. Ce choix permet d'établir les frontières du cadre théorique en accord avec les conditions initiales des échantillons triaxiaux.

Les échantillons de sable de Fontainebleau utilisés pour la réalisation des essais triaxiaux sont reconstitués par la méthode du damage humide, afin de conserver le même type de structure granulaire. Une attention particulière a été portée au choix de la méthode de reconstitution des échantillons.

Deux méthodes ont d'abord été envisagées :

- ✓ Fabrication des échantillons à teneur en eau initiale de 3%, comme les échantillons triaxiaux et humidification jusqu'à obtention du degré de saturation voulu.
- ✓ Fabrication des échantillons directement au degré de saturation voulu.

Les difficultés identifiées sur ces deux méthodes sont les suivantes :

- ✓ L'humidification des échantillons va provoquer leur effondrement, et on ne sera alors plus capable de maîtriser l'indice des vides ;
- ✓ Le montage des échantillons sur du matériau très humide est compliqué, dû au fait qu'une forte teneur en eau réduit les ponts capillaires du matériau non saturé qui permettent de donner une forme de cohésion au milieu, paramètre nécessaire pour pouvoir fabriquer les échantillons.

Compte tenu des différentes contraintes et des difficultés identifiées, le protocole choisi est le suivant :

- ✓ Montage des échantillons par damage humide à une certaine teneur en eau, la plus élevée possible, mais permettant malgré tout la fabrication (teneur en eau à définir) ;
- ✓ Utilisation du protocole classique de l'essai de mesure de la perméabilité à l'air (comme défini par (Delage et Cui 2000)), c'est-à-dire application d'une contrainte pour diminuer l'indice des vides et arriver à différents degrés de saturation pour réaliser les mesures de perméabilité.

Avec ce protocole, on s'affranchit des difficultés identifiées plus haut. Par contre, on réduit la gamme de degrés de saturation étudiée. En effet, cette gamme est alors dépendante de la densification de l'échantillon permise sous l'application de la contrainte, et de la teneur en eau initiale maximale permise.

La première étape est de définir la teneur en eau de montage maximale. Pour cela on reconstitue un échantillon dans la cellule œdométrique, avec une teneur en eau de 25%. C'est une valeur de teneur en eau élevée pour le montage d'échantillon par damage. Elle correspond à un degré de saturation de 77%.

Il s'est avéré qu'avec cette teneur en eau de 25%, l'essai ne pouvait être réalisé correctement. Premièrement, pendant l'essai on a remarqué des anomalies (bruits de « fuites » d'air). A la fin de l'essai, l'échantillon présentait des marques de dégradations et de fortes hétérogénéités (Figure 70), dues à la teneur en eau initiale trop élevée. Une teneur en eau initiale de 25% est donc trop élevée pour la reconstitution des échantillons. On a fixé à 22% la teneur en eau maximale de montage.



**Figure 70 : Photos de l'échantillon de l'ESSAI V après essai**

Une fois définies les conditions de saturation initiales, on a procédé aux mesures de perméabilité à l'air en fonction du degré de saturation. La variation du degré de saturation est indirecte ; c'est en appliquant une contrainte à l'échantillon, et en mesurant la variation volumique associée qu'on aura la connaissance de l'indice des vides. Puisqu'on reste à teneur en eau constante, on pourra en déduire le degré de saturation de l'échantillon. Des mesures de pression ont été réalisées à différents temps, pour chaque degré de saturation fixé, qui seront ensuite reliées à des valeurs de perméabilité à l'air par l'équation [23].

### VI.2.3 Résultats

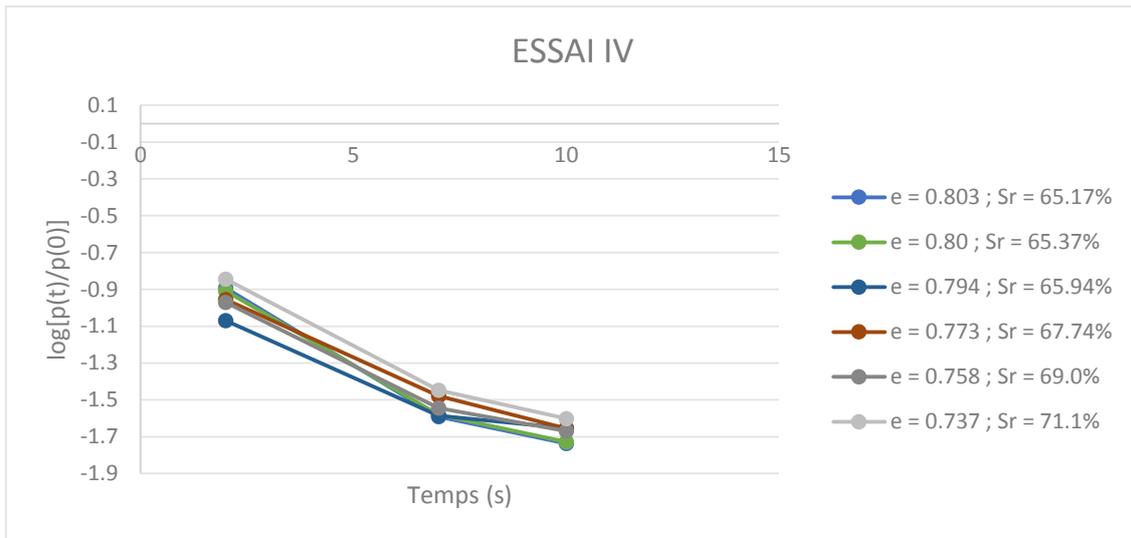
Plusieurs séries d'essais ont été réalisés grâce au dispositif expérimental de mesure de perméabilité à l'air (Tableau 5).

Nom	Indice des vides initial	Teneur en eau initiale	Degré de saturation initial
Essai I	0.85	3%	9.36%
Essai II	0.85	10%	31.62%
Essai III	0.85	15%	46.15%
Essai IV	0.85	20%	61.54%
Essai V	0.85	25%	77.02%
Essai VI	0.85	22%	67.68%
Essai VII	0.85	12%	36.92%
Essai VIII	0.85	17%	52.33%
Essai IX	0.85	7%	21.69%
Essai X	0.85	5%	15.47%
Essai X bis	0.85	5%	15.4%

**Tableau 5 : Conditions initiales des essais de mesure de perméabilité à l'air avec indice des vides initial 0,85**

a. Validité des mesures

Dans leur article, Yoshimi et Osterberg (Yoshimi et Osterberg 1963) ont montré que le rapport  $\ln\left(\frac{p(t)}{p(0)}\right)$  est proportionnel au temps. Ainsi, si toutes les hypothèses sont vérifiées, et que les essais sont réalisés correctement, on doit obtenir une relation linéaire entre le temps et le ratio  $\ln\left(\frac{p(t)}{p(0)}\right)$ . Cette relation est présentée en exemple en Figure 71 pour l'Essai IV:



**Figure 71 : Relation linéaire entre  $\ln p(t)/\ln p(0)$  et le temps - Validation du protocole expérimental**

Chaque essai a fait l'objet d'une vérification similaire. Tous les résultats sont concordants et sont présentés en annexe de ce manuscrit. La validité des mesures est vérifiée.

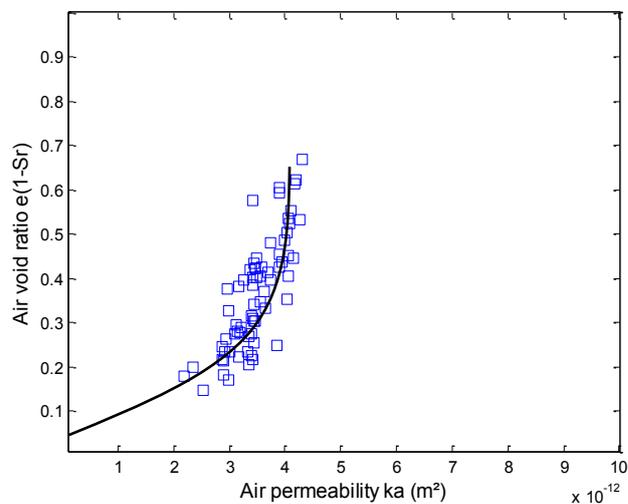
b. Résultats des essais de perméabilité à l'air pour un indice des vides initial de 0.85

A noter que pour cette première série, certains essais ont été écartés des résultats finaux pour les raisons suivantes :

- **ESSAIS I, II et III** : ces essais ont été écartés sur la base des graphes  $\log(p(t)/p(0))$  en fonction du temps, qui n'étaient pas acceptables. Ces résultats pas assez précis peuvent être mis sur le compte de la prise en main du dispositif expérimental.
- **ESSAI V** : cet essai a été réalisé à une teneur en eau initiale de 25%.
- **ESSAIS IX et X** : la préparation des échantillons sur lesquels ont été réalisés ces deux essais n'a pas été tout à fait la même que celle employée pour les autres échantillons. En effet, lors de la mise en place du matériau dans le moule, celui-ci a été trop « manipulé » avant le damage. Cette petite modification du protocole de fabrication a eu des répercussions clairement observables, notamment sur la dispersion de ces essais par rapport au reste des résultats. Ceci nous montre que la structure granulaire initiale,

qui a été altérée par la modification du protocole de fabrication, a une influence importante sur les résultats obtenus sur les essais de mesure de perméabilité à l'air.

La Figure 72 représente les résultats de mesure de perméabilité à l'air dans un repère linéaire. L'indice des vides remplis d'air est représenté sur l'axe des ordonnées, et la perméabilité intrinsèque à l'air  $k_a$  sur l'axe des abscisses, exprimée en  $m^2$ . On voit que la tendance générale des points correspond à une fonction puissance, confirmant ainsi ce qui est attendu pour cet essai. La dispersion des points expérimentaux reste convenable, ce qui montre que d'une part la préparation des échantillons est maîtrisée et reste constante d'un essai à un autre. D'autre part, ces résultats montrent que la variation de la teneur en eau initiale n'est pas un facteur d'influence sur les résultats de ces essais de perméabilité à l'air.



**Figure 72 : Résultats des essais de mesure de perméabilité à l'air pour un indice des vides initial 0,85 – Représentation dans un repère linéaire**

La discontinuité de la phase gazeuse peut être traduite par une valeur de la perméabilité à l'air du sable très faible. Il est peu probable cependant, avec le dispositif expérimental, d'atteindre une condition de perméabilité absolument nulle. La figure suivante (Figure 73) présente une échelle rassemblant les ordres de grandeur classiques attendus de perméabilité à l'air pour différents types de sols. On constate que pour les sables, on peut considérer les valeurs de l'ordre de  $10^{-13}$  comme la limite inférieure du domaine de perméabilité à l'air. On choisit cette valeur comme point de référence de perméabilité à l'air négligeable, c'est-à-dire le critère indiquant la discontinuité de la phase gazeuse.

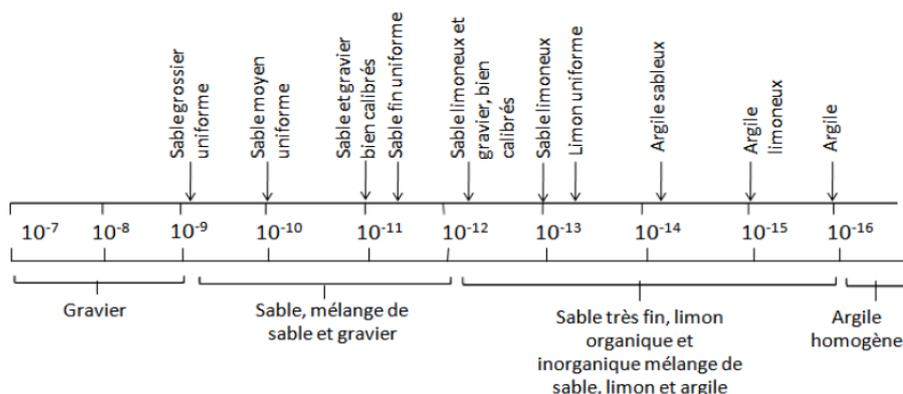


Figure 73 : Perméabilités représentatives de la texture du sol (Nazaroff, 1992)

D'après la Figure 72, on constate que la perméabilité très faible de l'ordre de  $10^{-13}$  est atteinte pour un indice des vides remplis d'air de l'ordre de 0,045. Cette valeur correspond à un **degré de saturation de 95%** pour un indice des vides de 0,85.

#### VI.2.4 Influence de l'indice des vides initial

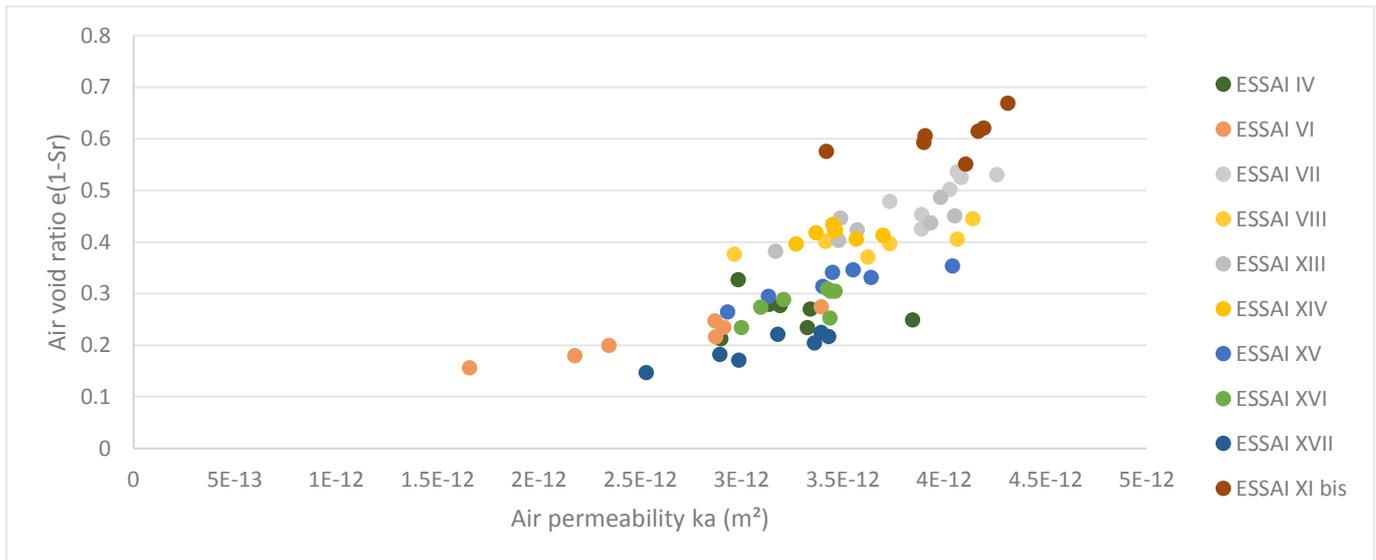
Afin de compléter ces résultats, on s'est intéressé à l'influence de l'indice des vides initial sur les mesures de perméabilité à l'air. En théorie, l'indice des vides initial ne devrait pas ici jouer un rôle déterminant. Ceci est lié à la méthode de fabrication employée et la méthode d'application de la charge pour la réduction de l'indice des vides. En effet, le damage employé pour la confection de l'échantillon et l'application de la charge via le bâti œdométrique fournissent le même type de contrainte aux échantillons ; ils consistent en l'application d'une contrainte verticale. Ils devraient donc produire les mêmes effets sur les échantillons, ou tout du moins ne devraient pas avoir d'impacts importants sur la structure granulaire.

Le Tableau 6 présente les conditions initiales de ces essais.

Nom	Indice des vides initial	Teneur en eau initiale	Degré de saturation initial
Essai XI	0.75	3%	10.62%
Essai XII	0.75	5%	17.5%
Essai XIII	0.75	10%	35.12%
Essai XIV	0.75	12%	42%
Essai XV	0.75	15%	52.84%
Essai XVI	0.75	17%	59.37%
Essai XVII	0.75	20%	69.95%
Essai XI bis	0.75	3%	10.78%

Tableau 6 : Conditions initiales des essais de mesures de perméabilité à l'air avec indice des vides initial 0,75

La Figure 74 présente l'ensemble des résultats, pour les deux séries réalisées à indice des vides initial 0,85 et 0,75. On voit que les deux séries de points expérimentaux se superposent de manière satisfaisante, confirmant ainsi que l'indice des vides initial, pour cette procédure expérimentale n'a pas d'effets notables sur les résultats obtenus.



**Figure 74 : Mise en évidence de l'influence négligeable de l'indice des vides initial sur les résultats de perméabilité à l'air**

### VI.2.5 Conclusions des essais de perméabilité à l'air

A travers ces différents résultats, on peut donc conclure que :

- Pour tous les points utilisés et représentés sur les précédents graphes, on a obtenu une relation linéaire entre le rapport  $\ln p(t)/\ln p(0)$  et le temps, ce qui signifie que les hypothèses qui doivent être vérifiées pour utiliser la formule de l'équation [23] proposée par Yoshimi et Osterberg (Y. Yoshimi et Osterberg 1963) sont vérifiées pour ces essais ;
- Il y a peu de dispersion sur les résultats obtenus, ce qui signifie que le protocole expérimental, et notamment la méthode de fabrication peuvent être validés ;
- L'indice des vides initial n'a a priori pas d'influence sur les résultats de perméabilité à l'air. Cette conclusion est conforme avec ce qu'on pouvait imaginer quant à la similitude entre la méthode de fabrication et l'application de la charge via le bâti œdométrique ;
- Les résultats permettent d'identifier que la perméabilité à l'air, pour le sable de Fontainebleau mis en place par damage humide et pour un indice des vides de 0,85 devient négligeable pour un degré de saturation de l'ordre de 95%. L'ordre de grandeur de la perméabilité à l'air pour laquelle on a considéré ce paramètre négligeable a été choisi compte tenu des ordres de grandeur généralement considérés pour des sables, soit  $10^{-13}$  ;

Ces essais de mesure de perméabilité à l'air ont permis d'identifier la frontière entre les zones quasi-saturée et non saturée du cadre théorique, pour ce matériau, et dans ces conditions de densité et de structure granulaire.

### VI.3 Détermination d'un paramètre expérimental pour quantifier la gamme de saturation d'investigation de la zone quasi-saturée

La zone de quasi-saturation est caractérisée par une phase gazeuse discontinue, et un fluide poral compressible, constitué d'eau et d'air dissout. Grâce aux essais de mesure de perméabilité à l'air, on a établi que cette zone s'étendait sur une gamme de degrés de saturation compris entre 95% et 99%. Dans cette zone, les effets de la succion sont négligeables. Ainsi, aucun dispositif spécial d'application de la succion ne peut être utilisé pour imposer les conditions de saturation initiales. Le seul paramètre qui permet dans cette zone d'évaluer un niveau de saturation des échantillons est le coefficient de Skempton B. Par contre, ce coefficient ne pourrait pas être utilisé comme paramètre critère du cadre théorique, puisqu'il ne permet pas de mesure de niveau de saturation dans la zone non saturée, pour laquelle la quantité d'air au sein du matériau est trop grande. Ainsi, contrairement au degré de saturation, l'utilisation du coefficient de Skempton comme critère dans le cadre théorique ne permet pas une continuité et une homogénéité entre les différentes zones de saturation. Afin d'obtenir des conditions de saturation initiale correspondant à la gamme de saturation pour cette zone quasi-saturée, il a été entrepris de réaliser, en amont des essais triaxiaux, une série d'essais de calibration. L'objectif de ces essais est de relier expérimentalement le coefficient de Skempton au degré de saturation.

#### VI.3.1 Démarche proposée

La relation entre le coefficient de Skempton B et le degré de saturation est complexe, et dépend de nombreux paramètres. Dans le but d'obtenir des résultats le plus précis possibles, il a été décidé d'établir cette relation B-Sr spécifiquement pour cette étude, c'est-à-dire dans les mêmes conditions expérimentales que celles des échantillons triaxiaux. Ainsi, on a utilisé le même matériau, le même indice des vides de consolidation, la même méthode de reconstitution. Les résultats obtenus sont donc valables pour les conditions particulières choisies pour les essais triaxiaux cycliques.

Des échantillons ont été reconstitués, dans les mêmes conditions que prévu par le protocole des essais triaxiaux. L'indice des vides initial est donc fixé à 0,85, et la méthode de reconstitution est le damage humide, avec une teneur en eau initiale de 3%.

Le protocole de saturation employé est le même que celui défini pour les autres essais. Le temps de circulation de l'eau désaérée à travers l'échantillon est modulé, afin d'obtenir différents niveaux de saturation. Pour chaque échantillon, trois mesures du coefficient de Skempton B sont effectuées, dans des conditions bien définies, afin de pouvoir reproduire cette mesure exactement de la même manière pour les essais triaxiaux ultérieurs et s'assurer de la précision de la mesure de B.

Les échantillons sont ensuite récupérés, et une mesure de teneur en eau est effectuée, afin de déterminer le degré de saturation correspondant. Dans ce cas, il est possible de mesurer une teneur en eau des échantillons à la fin de l'essai, contrairement aux échantillons des essais cycliques qui ont liquéfié. En effet, après liquéfaction, le matériau se trouve dans un état tel que la ségrégation entre les grains et l'eau empêche une mesure correcte de la teneur en eau.

#### VI.3.2 Résultats obtenus

Premièrement, on s'est assuré que le processus de saturation n'engendrait pas de variations volumiques des échantillons.

On représente sur la figure suivante la déformation volumique engendrée par chaque étape du processus de saturation, pour un des échantillons testés. On constate que l'échantillon subit une légère augmentation de volume ( $\epsilon_v = -0,027\%$ ) lors de l'application du confinement. Ceci est dû au fait que pendant l'application du confinement, on enlève la pression négative à l'intérieur de l'échantillon exercée par la pompe à vide. Une fois le confinement de 100 kPa appliqué, on voit que l'échantillon diminue de nouveau de volume ( $\epsilon_v = 0,033\%$ ), de la même amplitude que l'augmentation précédente. L'échantillon retrouve son état initial, ce qui est cohérent avec le fait que la pompe à vide exerce une dépression de l'ordre de -90 kPa, ce qui est proche de la contrainte de confinement de 100 kPa appliquée. Enfin, on voit que le processus de saturation (circulation du CO2 et circulation gravitaire puis mise en charge) engendre une déformation volumique positive de 0,02%. A l'issue de cette succession d'étape, l'échantillon a subi une déformation volumique globale positive de 0,026 %, soit une variation de son indice des vides de  $e_{ini} = 0,851$  à  $e_{fin} = 0,850$ . Nous considérons cette variation d'indice des vides négligeable.

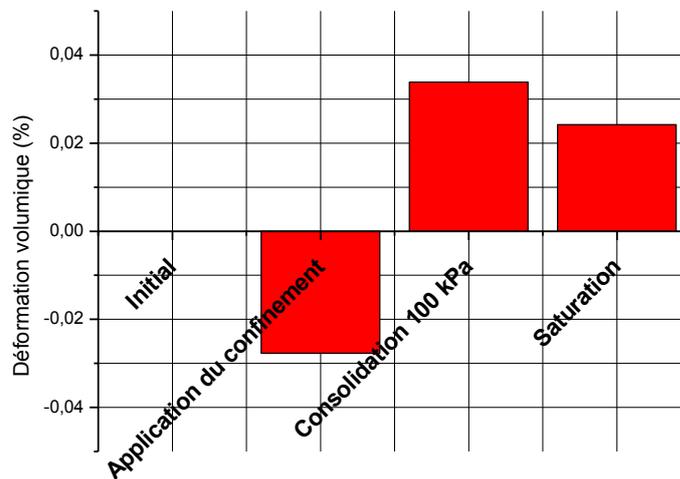


Figure 75 : Variation de volume mesurée engendrée par chaque étape du processus de saturation

Un premier échantillon est reconstitué, et soumis au processus de saturation. Trois mesures de B sont effectuées. Elles donnent une valeur de  $B = 0,80$ . L'échantillon est démonté et on effectue la mesure de teneur en eau.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Mesures de B	
Mesure 1	0,80
Mesure 2	0,81
Mesure 3	0,81
B moyen	0,806

**Tableau 7 : Résultats obtenus pour le premier essai B-Sr**

On mesure sur cet échantillon une teneur en eau de 30,7%, ce qui correspond à un degré de saturation de 95,1% pour un indice des vides de 0,85. On a donc trouvé la limite inférieure de la zone quasi-saturée en termes de coefficient de Skempton B.

Afin de vérifier cette mesure, deux autres échantillons ont été reconstitués et testés dans les mêmes conditions. Les résultats obtenus sont les suivants :

Essai	Mesures de B	
Essai 2	1	0,79
	2	0,79
	3	0,79
	B moyen	0,79
	Teneur en eau	30,6%
	Degré de saturation	94,8%
Essai 3	1	0,80
	2	0,81
	3	0,80
	B moyen	0,803
	Teneur en eau	30,65%
	Degré de saturation	94,96%

**Tableau 8 : Résultats obtenus pour les essais 2 et 3 de la série d'essais B-Sr – Détermination expérimentale de la limite inférieure de la zone quasi-saturée**

Grace à ces trois essais, la limite inférieure du domaine quasi-saturé est définie en termes de coefficient de Skempton B. Ce paramètre nous permet de s'assurer, par la mesure du coefficient de Skempton des échantillons triaxiaux, qu'ils se trouvent bien initialement dans un état de saturation qui correspond aux critères de la zone quasi-saturée.

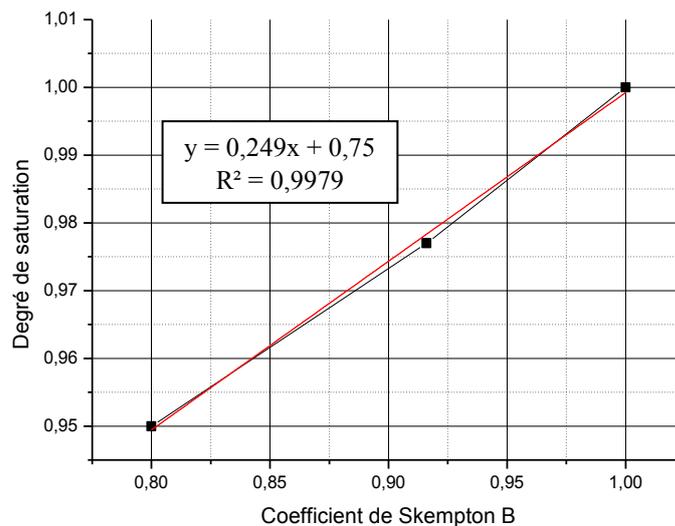
A noter que de par la complexité des manipulations, une dizaine d'essais ont été réalisés avant d'être capable de répéter les résultats.

Afin de pouvoir relier les valeurs de coefficient de Skempton B à des valeurs de degrés de saturation, un dernier échantillon a été mis en place, et saturé à hauteur de  $B = 0,92$  par le même protocole que présenté précédemment. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant (Tableau 9) :

Mesure de B	
1	0,91
2	0,92
3	0,92
B moyen	0,916
Teneur en eau	31,7%
Degré de saturation	97,7%

**Tableau 9 : Résultats obtenus pour le quatrième essai de calibration de la courbe expérimentale B-Sr**

Grâce à ces résultats, on peut établir la courbe de calibration expérimentale nous permettant de relier le coefficient de Skempton B, mesuré sur les échantillons triaxiaux, et le degré de saturation, critère de référence utilisé dans cette étude. Cette courbe est présentée en Figure 76. Le point de saturation totale (théorique), c'est-à-dire  $B = 1$  lorsque  $S_r = 1$  a été ajouté à la courbe. On constate que la relation entre B et  $S_r$  est linéaire pour cette gamme de saturation. C'est cette courbe de calibration qui nous permettra de déterminer les degrés de saturation initiaux des échantillons quasi-saturés.



**Figure 76 : Courbe de calibration expérimentale B-Sr**

#### VI.4 Conclusion

D'après les divers résultats de la littérature, on a défini la limite de  $S_r = 70\%$  comme limite inférieure d'investigation ; la gamme de degrés de saturation testée s'étendra entre 70% et 100%. Les essais de mesure de perméabilité à l'air réalisés sur le sable de Fontainebleau ont permis de définir la limite entre la zone non saturée et la zone quasi-saturée, à travers le critère de continuité de la phase gazeuse, conformément au cadre théorique. Cette limite, établie en termes de degré de saturation est fixée à 95%. Elle a été déterminée dans des conditions de matériau, densité et structure granulaire propres aux travaux menés ici. Des essais de calibration ont ensuite permis de déterminer la valeur du coefficient de Skempton correspondant à 95% de

degré de saturation. La relation entre le coefficient de Skempton B et le degré de saturation a été établie pour les degrés de saturation correspondant à la zone quasi-saturée. On rappelle que cette relation est établie expérimentalement, dans des conditions précises qui sont les conditions déterminées pour les essais de liquéfaction.

Une fois définis les critères de frontières du cadre théoriques, les paramètres expérimentaux liés aux conditions de saturation des échantillons peuvent maintenant être définis.

## VII. Paramètres d'essais spécifiques aux essais sur sable non saturé : contrôle du degré de saturation initial et programme expérimental

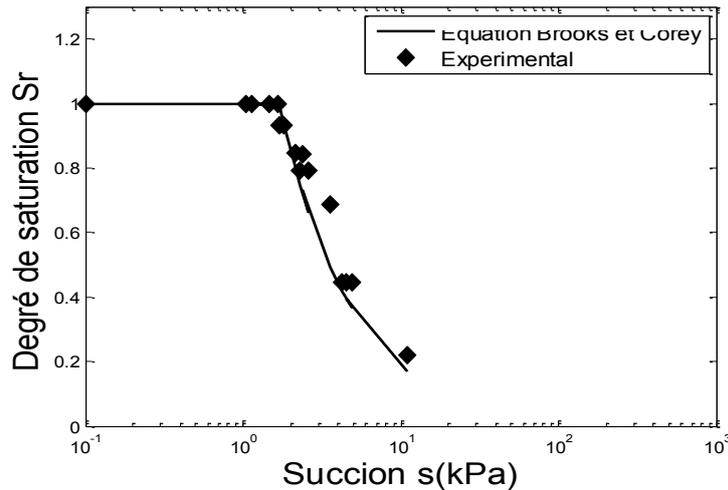
Les deux zones de saturation partielle ont des caractéristiques différentes. Par conséquent, les conditions initiales de saturation ne sont pas gérées expérimentalement de la même manière pour ces deux zones.

### VII.1 Courbe de rétention

Les conditions de saturation pour les échantillons de la zone non saturée sont imposées via le dispositif de la colonne d'eau. On applique donc aux échantillons une condition de succion initiale. Afin de relier cette valeur de succion à une valeur de degré de saturation, on a réalisé préalablement au laboratoire la courbe de rétention du sable de Fontainebleau.

La courbe de rétention, qui relie la succion au degré de saturation a été obtenue au laboratoire par la méthode du papier filtre et décrite par plusieurs auteurs tels que entre autres (Bicalho et al. 2007) ; (Delage et Cui 2000) ; (Fredlund et Rahardjo 1993) ; ... La méthode du papier filtre consiste à réaliser des échantillons de matériaux à des degrés de saturation connus. Ceci est assuré en reconstituant les échantillons à indice des vides et teneur en eau fixés. Le matériau ainsi préparé est disposé dans des récipients hermétiques, au contact de papier filtres. Ces papiers filtres sont calibrés, c'est-à-dire que leur courbe de rétention a été préalablement établie. En d'autres mots, on peut relier pour ces papiers filtres leur teneur en eau à des valeurs de succion correspondantes. Après une phase d'équilibrage, de l'ordre de quelques jours pour les matériaux granulaires (cette durée est en général plus longue pour les matériaux plus argileux), la teneur en eau du papier filtre est mesurée. L'équilibre est considéré atteint, c'est à dire que la succion régnant au sein du matériau est la même que celle appliquée au papier filtre. La courbe de calibration permet alors de relier la teneur en eau du papier filtre mesurée à une valeur de succion. Cette valeur de succion est celle du matériau non saturé, pour le degré de saturation initialement appliqué au matériau par l'expérimentateur. La courbe de rétention est ainsi construite, point par point, en répétant l'opération pour divers degrés de saturation. Au cours de la manipulation, l'expérimentateur doit veiller à assurer des conditions de densité et de teneur en eau précises, ainsi que des conditions d'étanchéité parfaites des conteneurs.

Les résultats obtenus sont présentés en Figure 77.



**Figure 77 : Courbe de rétention du sable de Fontainebleau obtenue au laboratoire par la méthode du papier filtre**

Les points représentés par des losanges sont les points expérimentaux. La ligne continue représente la relation donnée par l'équation [25] :

$$S_r = \left(\frac{s_e}{s}\right)^\alpha \quad [25]$$

Cette relation est obtenue d'après les données expérimentales. La valeur du facteur  $\alpha$  obtenue est de 0,17 et la succion d'entrée d'air  $s_e$  vaut environ 1,7 kPa.

#### VII.1.1 Conditions de saturation initiales

Pour la zone totalement saturée, le degré de saturation initial est de 100%. Cette condition est vérifiée pour chaque échantillon par la mesure du coefficient de Skempton B, qui doit être supérieur à 0,96. Dans cette étude, on a préféré atteindre des valeurs de B les plus élevées possible (supérieures à 0,96), afin de se rapprocher au plus de conditions de saturation totale (et non assimilées).

Pour la zone quasi-saturée, le niveau de saturation doit correspondre à un degré de saturation supérieur à 95%, comme établi par les essais de perméabilité à l'air. Les essais de calibration B-Sr ont permis d'établir que cette condition est obtenue pour des valeurs de coefficient de Skempton B supérieures à 0,80. Le temps de circulation d'eau désaérée, pendant le processus de saturation est alors ajusté. Trois mesures du coefficient de Skempton sont réalisées, jusqu'à atteindre la condition  $0,80 < B < 0,96$ . Cette condition vérifiée assure que l'échantillon considéré correspond à des conditions initiales de saturation de la zone quasi-saturée.

Le protocole de saturation des échantillons est le suivant :

- ✓ Circulation de dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) pendant 45 minutes ;
- ✓ Circulation gravitaire d'eau désaérée. On laisse le maximum de CO<sub>2</sub> s'évacuer de l'échantillon, jusqu'à ce qu'on ne distingue plus de bulles de gaz qui sortent de l'échantillon ;
- ✓ Mise sous pression de l'échantillon en augmentant la pression de confinement et la pression interstitielle par paliers, en conservant toujours une contrainte effective de 100 kPa. Le panneau de saturation permet de mettre en charge l'échantillon par le haut et par le bas, afin de favoriser la dissolution du gaz dans l'eau ;
- ✓ Mesure du coefficient de Skempton B. On alterne des phases de mise sous pression et de circulation à travers l'échantillon jusqu'à atteindre la valeur de coefficient de Skempton B visée.

Ce protocole est le même pour les échantillons totalement saturés et quasi-saturés. Il est simplement réduit pour les conditions de quasi-saturation.

Enfin, l'investigation de la zone non saturée est réalisée avec le dispositif de la colonne d'eau spécialement développé. La gamme de degrés de saturation correspondant à la zone non saturée s'étend entre 70% et 95%. La gamme de succion correspondante s'étend entre 2kPa et 4 kPa. Les échantillons sont préalablement saturés, puis désaturés selon les valeurs de succion choisies, grâce au dispositif de la colonne d'eau. Néanmoins, pour la saturation de ces échantillons, la phase de circulation de CO<sub>2</sub> est supprimée, de par la présence de la pierre poreuse à haute entrée d'air.

#### VII.1.2 Programme expérimental

A l'issue de l'étude bibliographique, de l'établissement du cadre théorique, des essais préliminaires qui ont permis de déterminer les frontières du cadre théorique et en se basant sur les différentes études déjà réalisées, le programme expérimental suivant a été établi pour les essais triaxiaux cycliques (Tableau 10) :

Nom	Succion initiale (kPa)	Degré de saturation initial
Essai_Sat_1	0	1
Essai_Sat_2	0	1
Essai_QuasiSat_1	-	$0.95 < Sr < 1$
Essai_QuasiSat_2	-	$0.95 < Sr < 1$
Essai_QuasiSat_3	-	$0.95 < Sr < 1$
Essai_NonSat_1	2	0,90
Essai_NonSat_2	3	0,80

**Tableau 10 : Programme expérimental - Conditions de saturation initiale**

Il consiste en trois séries d'essais. Deux essais notés Essai\_Sat seront réalisés sur des échantillons totalement saturés. Trois essais, notés Essai\_Quasi\_Sat seront réalisés sur des échantillons quasi-saturés. La gamme de saturation de cette série d'essais ( $0.95 < Sr < 1$ ) est établie suivant les critères de frontières établis du cadre théorique. Les différents niveaux de saturation initiaux seront imposés expérimentalement grâce à la courbe de calibration précédemment établie. Enfin, deux essais seront réalisés sur des échantillons non saturés, notés

Essai\_Non\_Sat. Pour ces deux échantillons, les conditions de saturation initiales seront imposées via le dispositif de la colonne d'eau, permettant d'imposer des conditions de succion au matériau. Ces valeurs de succion sont reliées au degré de saturation grâce à la courbe de rétention.

Avant de réaliser les essais de chargement cyclique, une campagne d'essais triaxiaux monotones sera entreprise, dans le but de caractériser mécaniquement le matériau testé. Des essais en conditions drainées et non drainés permettront d'établir certains paramètres utiles pour les essais cycliques.

# Chapitre III : Caractérisation du comportement mécanique du sable de Fontainebleau sous chargement monotone

## I. Essais triaxiaux sous chargement monotone en conditions drainées

L'étude du comportement sous chargement monotone en conditions drainées est une étape importante dans l'étude du comportement cyclique ; en effet, elle permet de déterminer des paramètres de référence en termes de rupture et d'état critique. Ces paramètres seront utiles pour la suite de ces travaux.

### I.1 Programme expérimental

Au total, 7 essais ont été réalisés. Le tableau suivant récapitule les différents paramètres expérimentaux. Quatre valeurs de contrainte de confinement ont été étudiées, afin d'obtenir des paramètres de caractérisation du sable de Fontainebleau sous chargement monotone. Chaque valeur de contrainte de confinement a fait l'objet de deux essais, afin de vérifier la reproductibilité du protocole expérimental et des résultats.

Nom	$e_c$	$I_{dc}$	Contrainte effective de confinement (kPa)
triax50CDfontain	0,99	-2	50
triax100CDfontain	0,90	-1,3	100
triax100CDfontain2	0,90	-1,3	100
triax200CDfontain	0,97	-1,9	200
triax200CDfontain2	0,92	-1,45	200
triax400CDfontain	0,99	-2	400
triax400CDfontain2	0,99	-2	400

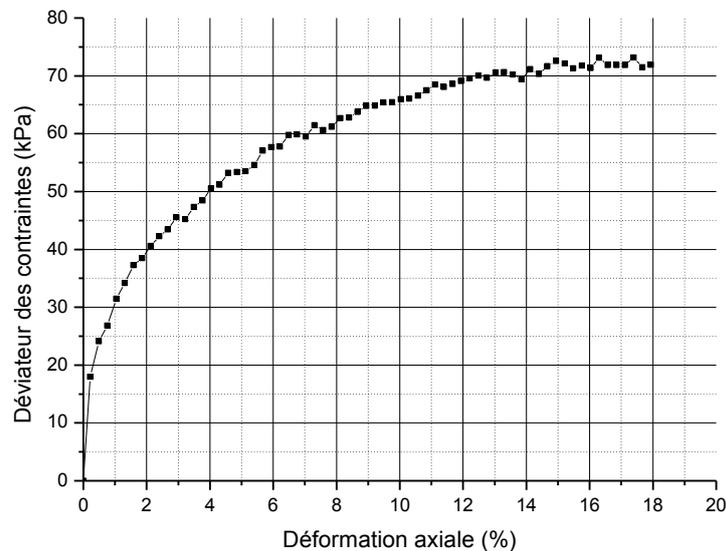
**Tableau 11 : Paramètres expérimentaux des essais triaxiaux monotones drainés**

### I.2 Résultats typiques

La Figure 78 présente un résultat d'essai triaxial monotone drainé typique. Le graphe présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour l'essai triax50CDfontain. Les résultats obtenus pour les autres essais sont présentés en annexe de ce manuscrit.

Le déviateur des contraintes augmente progressivement avec la déformation, puis se stabilise pour atteindre un état de contrainte maximum (palier), ou état critique, et ce pour un taux de déformation axiale élevé.

Pour tous les essais on observe l'allure typique d'un comportement contrainte-déformation attendu pour ce type d'essai et ce matériau (Figure 78 et Figure 79). On remarque cependant que pour certains essais, notamment pour les contraintes effectives les plus élevées, l'état critique n'est pas tout à fait atteint. Ceci est dû à la capacité maximale du capteur de force qui a été atteinte avant d'atteindre l'état critique.

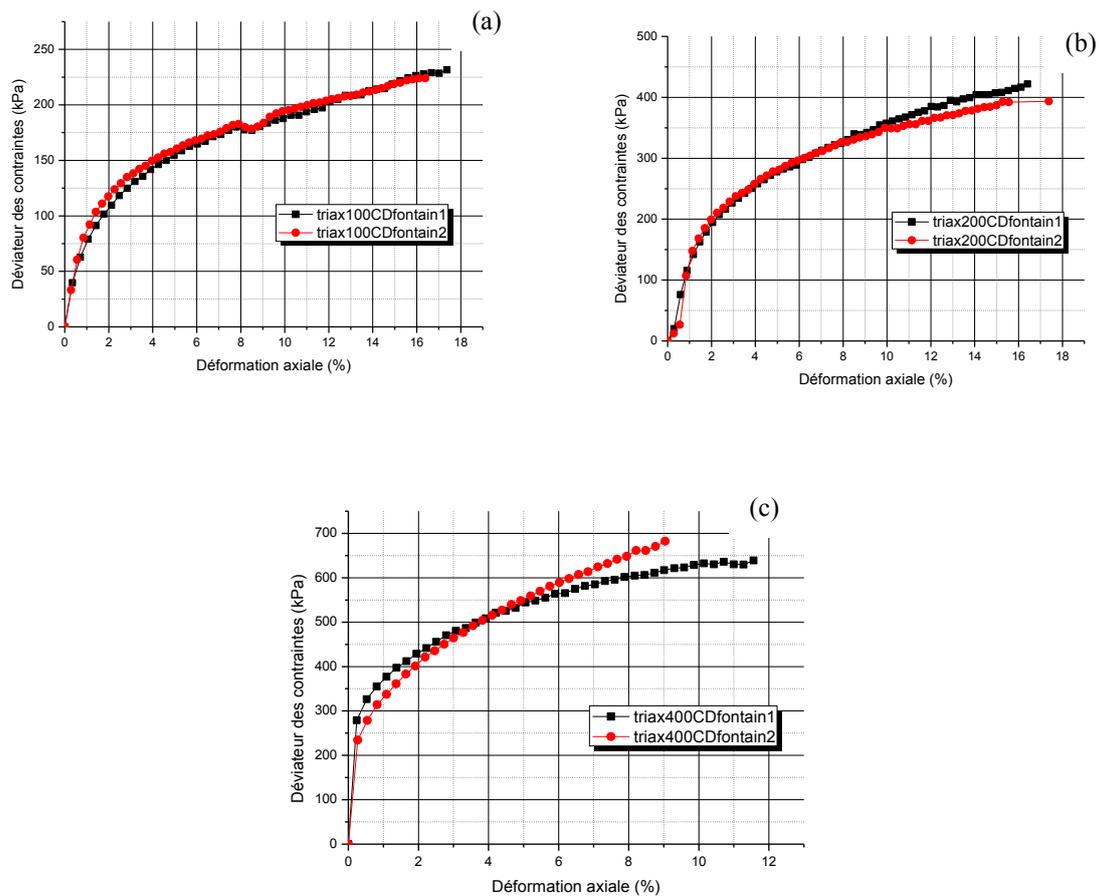


**Figure 78 : Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale - Essai triax50CDfontain**

### I.3 Répétabilité

Il est important de vérifier la répétabilité des essais, afin de valider le protocole expérimental choisi et de s'assurer de la validité des résultats expérimentaux obtenus sur le matériel. Notamment on s'assure de la bonne maîtrise de la méthode de reconstitution des échantillons, ainsi que de la procédure de consolidation et de saturation.

Les graphes de la Figure 79 présentent l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, pour les couples d'essais réalisés aux mêmes contraintes effectives de consolidation de 100kPa (graphe (a)), 200kPa (graphe (b)) et 400kPa (graphe (c)).

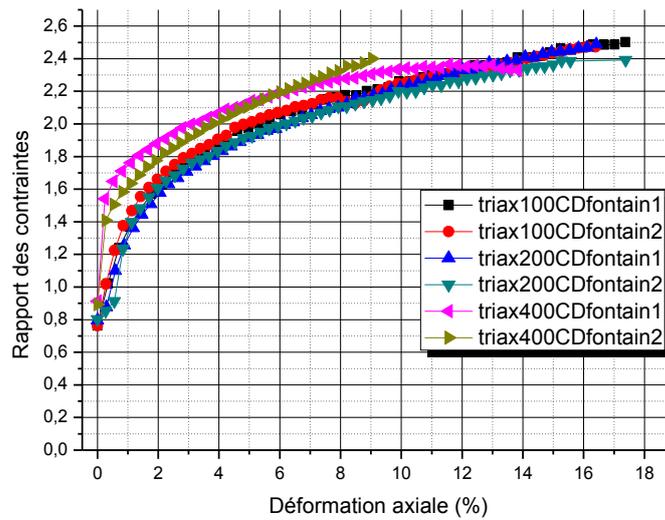


**Figure 79 : Reproductibilité pour les essais drainés (a) 100 kPa de contrainte de confinement effective, (b) 200 kPa de contrainte de confinement effective et (c) 400 kPa de contrainte de confinement effective**

On constate que pour les deux couples d'essais à contrainte effective 100kPa et 200kPa les deux courbes sont relativement bien superposées. On mesure un pourcentage d'erreur maximal (calculé au plus grand écart de déviateur des contraintes) de 2,1% pour le premier couple, et un pourcentage d'erreur de 5,7%. La répétabilité est donc satisfaisante.

Concernant le couple d'essais réalisés à contrainte effective 400kPa, on constate que jusqu'à 6% de déformation axiale, la répétabilité est satisfaisante. Pour des taux de déformation supérieurs à 6% on constate un écart entre les deux courbes. A 9% de déformation axiale, un écart (maximal) de l'ordre de 10% d'erreur entre les deux valeurs de déviateur des contraintes correspondantes est noté.

Enfin, la Figure 80 présente l'évolution de la contrainte  $\sigma_1$  normalisée par la contrainte de confinement  $\sigma_3$  en fonction de la déformation axiale, pour l'ensemble des essais drainés. On constate que les courbes se réunissent dans un faisceau relativement resserré, indiquant que la contrainte de confinement est le principal facteur d'influence sur ces résultats.



**Figure 80 : Rapport des contraintes  $\sigma_1/\sigma_3$  en fonction de la déformation axiale pour l'ensemble des essais triaxiaux monotones drainés**

#### I.4 Paramètres mécaniques pour le sable de Fontainebleau

Les résultats des essais triaxiaux monotones drainés nous permettent de calculer des paramètres mécaniques du sable de Fontainebleau, comme notamment l'angle de frottement mobilisé à l'état critique noté  $\varphi_{crit}$ .

En essai drainé, le chemin de contraintes est représenté dans le plan de Cambridge ( $p'$ ,  $q$ ) par un segment incliné de 3 pour 1 par rapport à l'horizontale, et coupant l'axe des contraintes moyennes effectives à la valeur de contrainte effective de confinement.

En effet,  $p'$  et  $q$  sont définis par les équations suivantes. L'équation [26] donne l'expression de la contrainte moyenne effective  $p'$  et l'équation [27] celle du déviateur des contraintes  $q$ . L'équation [28] donne la relation entre le déviateur des contraintes  $q$  et la contrainte moyenne  $p'$ .

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad [26]$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [27]$$

D'où :

$$q = 3p' - 3\sigma_3 \quad [28]$$

Les chemins de contraintes obtenus pour les sept essais triaxiaux monotones drainés sont rassemblés sur le graphe de la Figure 81.

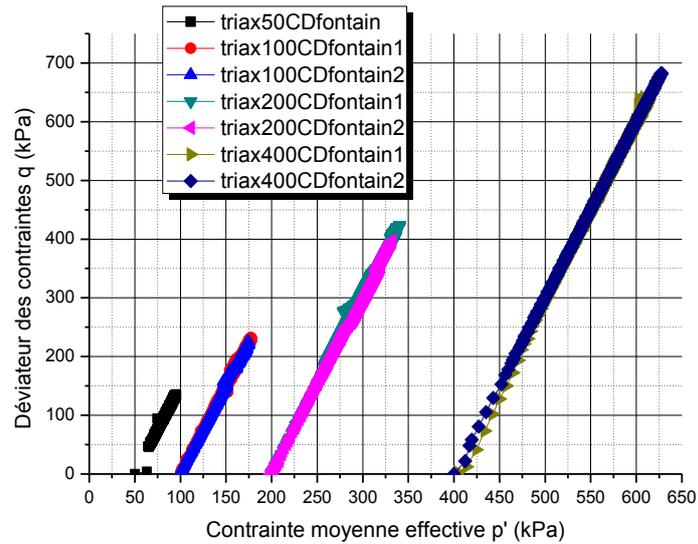


Figure 81 : Chemins de contraintes obtenus pour tous les essais monotones drainés

Les chemins de contraintes ainsi établis permettent de tracer la ligne d'état critique. Cette ligne est représentée sur la Figure 82.

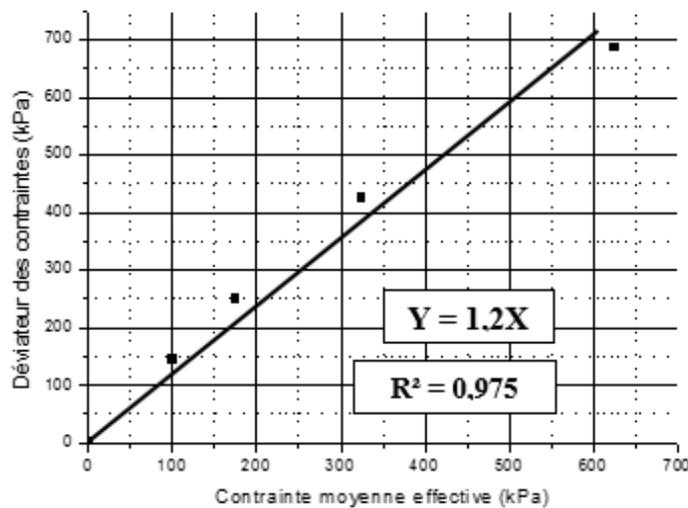


Figure 82 : Représentation de l'état critique pour le sable de Fontainebleau

La ligne d'état critique ainsi tracer permet de calculer le paramètre M défini tel que (équation [29]) :

$$\sin\phi_{\text{crit}} = \frac{3M}{6+M} \quad [29]$$

On obtient dans ce cas une valeur de M de 1,2, ce qui correspond à une valeur d'angle de frottement de  $\phi$  de  $30^\circ$ .

Cette valeur est en accord avec les valeurs usuellement employées pour un sable siliceux. Les résultats de Benahmed (Benahmed 2001) pour le sable d'Hostun RF, également un sable fin siliceux donnent un angle de frottement critique de  $30,5^\circ$ , comme présenté en Figure 83.

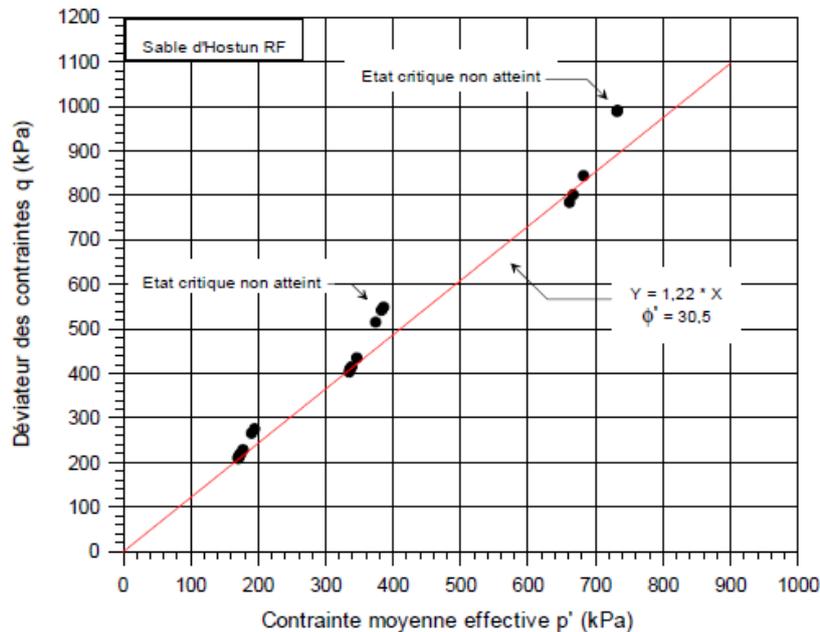


Figure 83 : Représentation de l'état critique pour le sable d'Hostun, d'après (Benahmed 2001)

## II. Essais triaxiaux sous chargement monotone en conditions non drainées

Comme pour les essais sous chargement monotone réalisés en conditions drainés, les essais non drainés permettent de mettre en évidence des caractéristiques importantes, et liées au comportement cyclique non drainé.

Egalement, ces essais ont permis de mettre en place le protocole expérimental concernant la mise en place des capteurs locaux de déplacement. Une partie de ce paragraphe est dédiée à la vérification des données obtenues par ce montage, afin de valider l'utilisation des capteurs.

### II.1 Description des essais réalisés

Les essais triaxiaux monotones non drainés ont fait l'objet de trois campagnes expérimentales. L'objectif de ces multiples campagnes expérimentales est double.

D'une part, croiser les essais réalisés en différents lieux (laboratoire de l'Institut Pascal à Clermont-Ferrand et celui de l'IRSTEA d'Aix en Provence) afin de vérifier la reproductibilité des essais.

D'autre part, tester différentes mises en place des capteurs de déplacement locaux en vue de valider la plus adaptée. Le protocole de montage doit valider certains critères, tels que la répétabilité des mesures, et leur fiabilité. Pour cela, on comparera les mesures obtenues sur différents essais. On utilisera le fait que la déformation volumique est nulle en essai non drainé, ainsi que la mesure du capteur global, afin de vérifier la fiabilité des mesures. De nombreux essais préparatoires ont donc été réalisés afin de déterminer le meilleur protocole de montage.

Les tableaux Tableau 12, Tableau 13 et Tableau 14 présentent les paramètres expérimentaux pour chacune des trois séries d'essais.

★ Première phase : essais réalisés à Clermont-Ferrand

Nom	$e_c$	$I_{dc}$	Contrainte Effective Initiale (kPa)
triax50CUfontain	0,87	-1	50
triax100CUfontain1	0,87	-1	100
triax100CUfontain2	0,89	-1,2	100

**Tableau 12 : Paramètres expérimentaux des essais triaxiaux monotones non drainés – Première phase Clermont-Ferrand**

★ Deuxième phase : essais réalisés à l'IRSTEA Aix-en-Provence

Nom	$e_c$	$I_{dc}$	Contrainte Effective Initiale (kPa)
triax100CUfontain3	0,87	-1	100
triax100CUfontain4	0,87	-1	100
triax200CUfontain	0,87	-1	200
triax400CUfontain	0,87	-1	400

**Tableau 13 : Paramètres expérimentaux des essais triaxiaux monotones non drainés - Deuxième phase IRSTEA**

★ Troisième phase : essai de référence pour la mise en place des capteurs

Nom	$e_c$	$I_{dc}$	Contrainte Effective Initiale (kPa)
triax100CUfontaincapteurs	0,85	-0,8	100

**Tableau 14 : Paramètres expérimentaux des essais triaxiaux monotones non drainés - Essai de référence capteurs**

Les trois paragraphes suivants sont consacrés à la description de ces trois phases d'essais, ainsi qu'à la présentation des résultats.

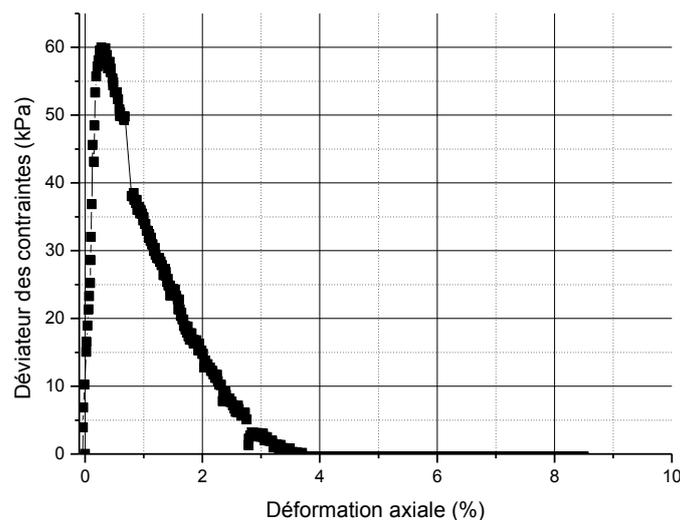
## II.2 Première phase : essais triaxiaux monotones non drainés réalisés à l'Institut Pascal Clermont-Ferrand

Une série de 3 essais monotones non drainés ont été réalisés, à des contraintes de confinement différentes.

### II.2.1 Courbes contrainte-déformation

La Figure 84 présente un résultat typique attendu pour un essai triaxial sous chargement monotone en conditions non drainées. Ce graphe présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale obtenue pour l'essai triax100CUfontain2.

Le comportement observé pour cet essai se caractérise par une montée rapide en contrainte pour une petite déformation (inférieure à 1%), jusqu'à un pic du déviateur des contraintes. Une fois ce pic atteint, la contrainte diminue et la déformation axiale augmente rapidement. Les essais se poursuivent ensuite par l'établissement d'un état ultime, caractérisée par l'augmentation continue de la déformation associée à une valeur de contrainte résiduelle nulle (état de plasticité parfaite). Ce résultat correspond à un résultat typique d'un essai de liquéfaction statique réalisé sur une éprouvette de sable lâche.



**Figure 84 : Essai triax100CUfontain2**

La Figure 85 rassemble sur un même graphe les trois courbes contrainte-déformation obtenues pour les essais de la première phase. Elle permet de mettre en évidence d'une part que la valeur au pic est d'autant plus élevée que la contrainte de consolidation isotrope est grande. Ceci est conforme avec les résultats classiques de la Mécanique des Sols. Elle permet d'autre part de mettre en évidence la reproductibilité satisfaisante entre les deux essais réalisés sous une contrainte de consolidation effective de 100kPa, et dans les mêmes conditions initiales.

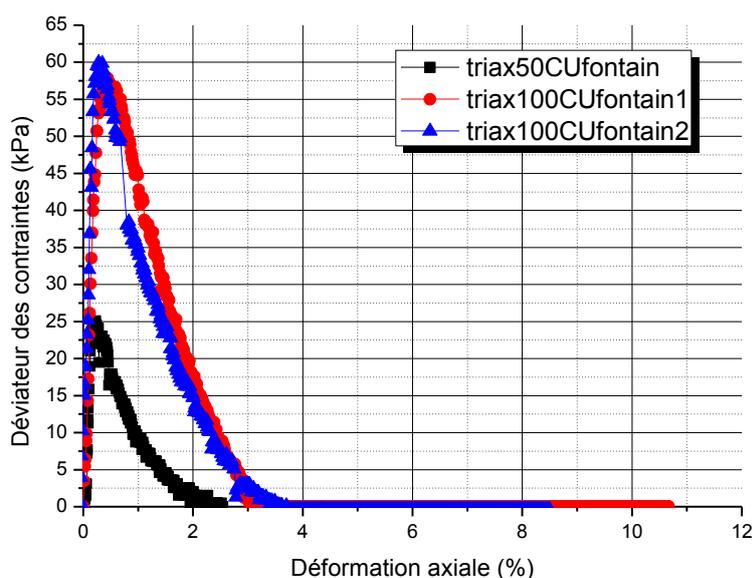


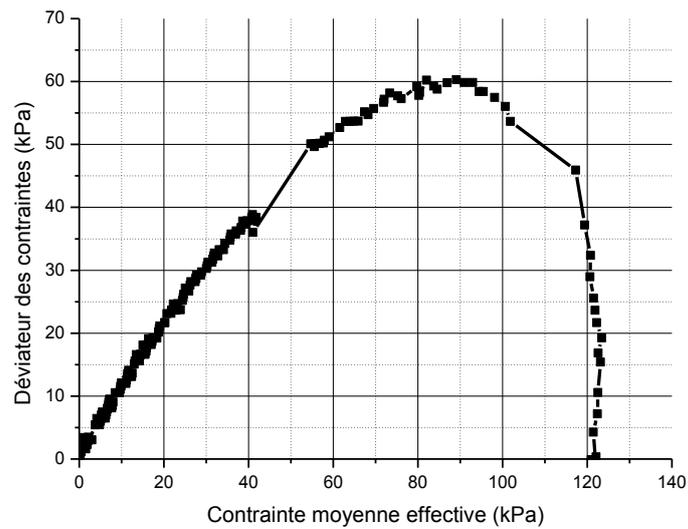
Figure 85 : Courbes contrainte-déformation pour l'ensemble des essais de la première phase

### II.2.2 Chemins de contraintes

La Figure 86 présente le chemin des contraintes obtenu pour l'essai triax100CUfontain2, c'est-à-dire la représentation du déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective.

Le chemin de contrainte obtenu se caractérise par une montée rapide du déviateur des contraintes pour une contrainte moyenne effective qui reste maintenue à 120 kPa. Cette observation traduit le comportement pseudo-élastique initial du matériau, avec une augmentation de la contrainte forte et rapide au cisaillement et peu de surpressions interstitielles résiduelles, ce qui traduit qu'il y a peu de déformation plastique résiduelle. Le déviateur des contraintes augmente jusqu'à sa valeur maximale (60 kPa). Une fois ce pic atteint, le déviateur des contraintes entame une diminution. On qualifie ce pic comme initiation de l'instabilité. Le chemin des contraintes migre vers l'origine du repère jusqu'à atteindre un état de contraintes nulles.

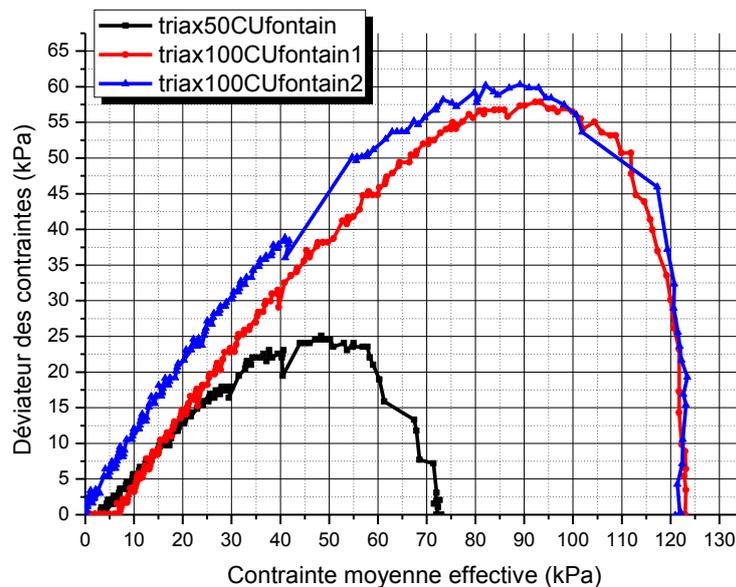
Cet état de contraintes nulles traduit un état de liquéfaction totale du matériau.



**Figure 86 : Essai triax100CUfontain2**

La Figure 87 rassemble les chemins de contrainte obtenus pour les trois essais de la première phase, triax50CUfontain, triax100CUfontain1 et triax100CUfontain2. Les trois chemins de contraintes ont la même allure générale, comme décrit précédemment. Les trois échantillons ont observé un état de liquéfaction totale, avec annulation des contraintes en fin de chargement.

On constate que les deux essais réalisés dans des conditions identiques (triax100CUfontain1 et triax100CUfontain2) montrent une reproductibilité satisfaisante, avec un pourcentage d'erreur de 8% au pic des chemins de contraintes.



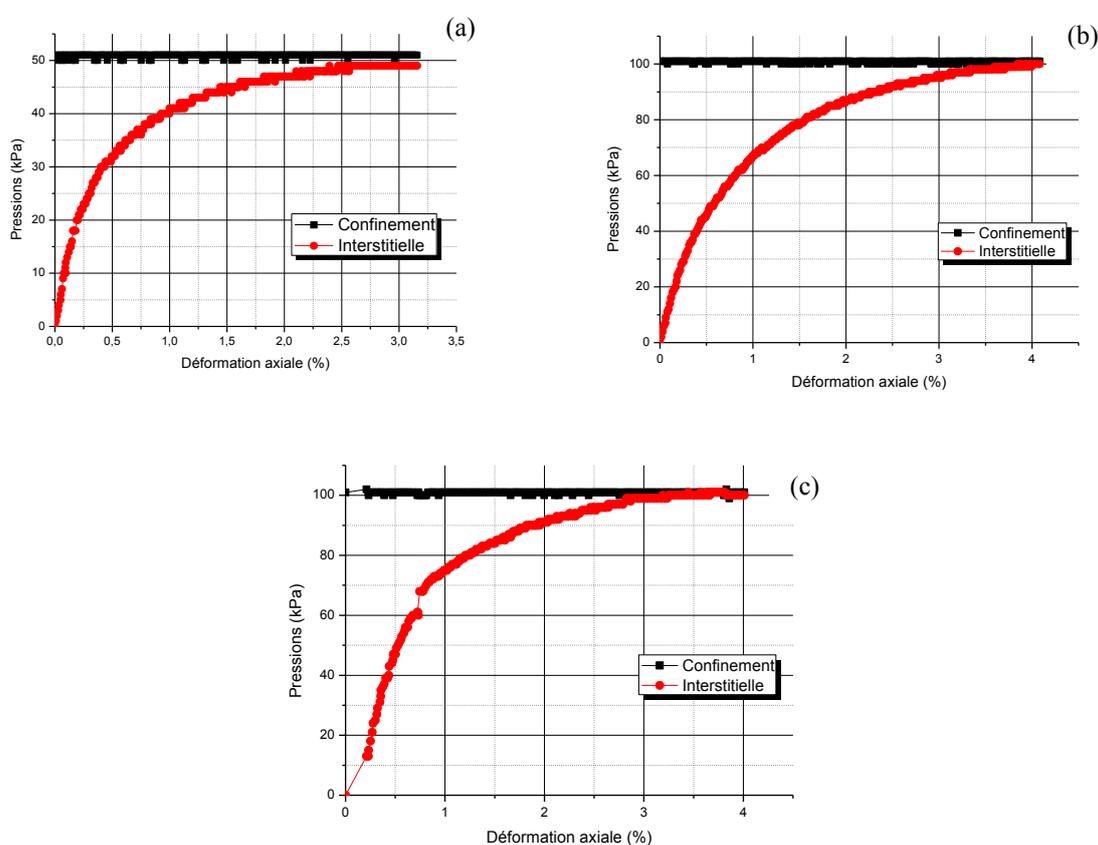
**Figure 87 : Chemins de contraintes pour l'ensemble des essais de la deuxième phase**

### II.2.3 Mise en évidence de la liquéfaction statique

Comme décrit précédemment, on a pu observer sur les trois échantillons le phénomène de liquéfaction statique. Ceci est visible sur les trois graphes de la Figure 88 qui présentent l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (courbes rouges). Les courbes noires représentent la pression de confinement, gardée constante à la valeur de 100 kPa, tout au long du chargement pour les trois essais.

On constate que pour les trois essais, la courbe de l'évolution de la pression interstitielle (rouge) rejoint la courbe noire, signifiant l'annulation de la contrainte effective, et donc un état de liquéfaction totale du matériau.

La valeur de la contrainte de consolidation isotrope ne semble pas avoir d'influence sur la vitesse de génération des surpressions interstitielles. En effet, on constate que pour les trois échantillons, la liquéfaction statique intervient pour une valeur de déformation axiale d'environ 3%.



**Figure 88 : Evolution des surpressions interstitielles avec la déformation axiale pour (a) l'essai triax50CUfontain (b) l'essai triax100CUfontain1 et (c) l'essai triax100CUfontain2**

## II.2.4 Paramètres mécaniques du sable de Fontainebleau

On a vu que le comportement non drainé se distingue par la succession de deux états de contraintes extrêmes : un état de résistance maximale pour des petites déformations, instable, et un état stable, pour lequel la résistance n'est plus que résiduelle, en grandes déformations. On associe à chacun de ces deux états un angle de frottement.

- ★ Calcul de l'angle de frottement mobilisé à l'initiation de l'instabilité  $\varphi_{inst}$

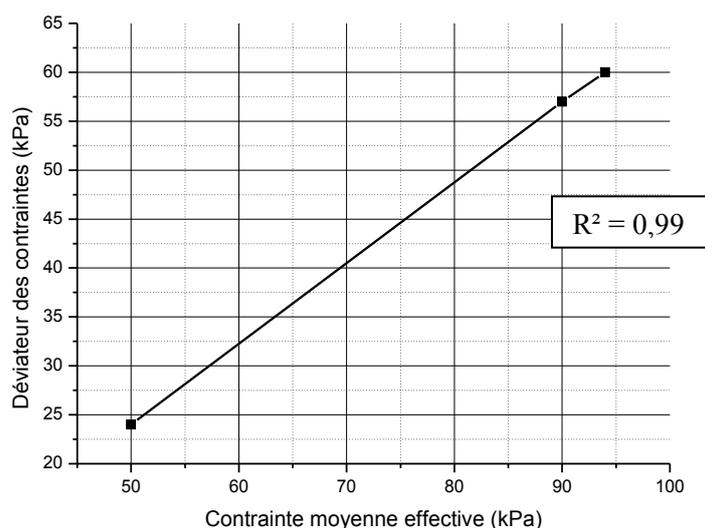
On appelle  $\varphi_{inst}$  l'angle mobilisé au maximum de la résistance de l'échantillon, aux sommets des chemins de contrainte ; il correspond à un état d'instabilité. Le pic observé sur les chemins de contraintes correspond au moment d'initiation de l'instabilité de liquéfaction.

On repère pour chacun des essais les valeurs de déviateur des contraintes et de contrainte moyenne effective au maximum des chemins de contraintes. Les valeurs relevées sont présentées dans le Tableau 15 :

Essai	Contrainte Moyenne Effective max (kPa)	Déviateur (kPa)
triax50CUfontain5	50	24
triax100CUfontain4	94	60
triax100CUfontain7	90	57

**Tableau 15 : Valeurs (p',q) aux pics de résistance - Construction de la ligne d'instabilité**

La Figure 89 présente dans le plan de Cambridge (p', q) la droite d'instabilité obtenue. On constate que les points correspondants aux états de contraintes d'initiation de l'instabilité pour chacun des essais sont alignés dans le plan de Cambridge. Cette droite définit une frontière d'instabilité dans le plan (p', q) ; elle caractérise l'initiation des instabilités d'écoulement, caractéristique de la liquéfaction.



**Figure 89 : Droite d'instabilité obtenue pour le sable de Fontainebleau**

Le rapport des contraintes maximales  $\eta$  ainsi obtenu est de 0,62. C'est une valeur usuelle pour l'indice de densité ici concerné.

Cette valeur de rapport des contraintes maximal correspond à un angle de frottement mobilisé  $\varphi_{inst}$  de  $16^\circ$ . On rappelle que l'angle de frottement interne, calculé grâce aux résultats des essais drainés est de  $30^\circ$ . On a donc bien  $\varphi_{inst} < \varphi$ .

★ Calcul de l'angle de frottement mobilisé à l'état stable  $\varphi$

On s'intéresse maintenant au comportement en grandes déformations, pour lequel les échantillons ont manifesté un comportement de liquéfaction et un état de résistance ultime faible. Cet état fait référence à la notion d'état stable, propre aux sables lâches.

Les concepts d'état stable et d'état critique sont très proches. Ils correspondent tous les deux à un état de plasticité parfaite du matériau, c'est-à-dire poursuite des déformations, à contrainte et volume constants. Néanmoins, on distingue l'état critique, obtenu en conditions drainées, de l'état critique, mesuré en conditions non drainées.

Le rapport des contraintes trouvé à l'état stable est de  $\eta_{stable} = 1,1$ . Cette valeur correspond à un angle de frottement mobilisé à l'état stable de  $28^\circ$ . On rappelle que les essais drainés avaient permis de déterminer un angle de frottement interne à l'état critique de  $30^\circ$ . Les deux valeurs d'angles de frottement déterminés aux états ultimes stable et critique sont donc proches.

### II.3 Deuxième phase : essais complémentaires réalisés à l'IRSTEA d'Aix en Provence

Cette deuxième phase d'essais a été réalisée au sein du laboratoire de l'IRSTEA à Aix en Provence. Elle a pour but de vérifier la reproductibilité du protocole de reconstitution des échantillons sur un appareillage différent. Egalement, ces données supplémentaires permettent de compléter les conclusions déjà établies.

#### II.3.1 Description des essais réalisés

Cette deuxième phase d'essais est constituée de 4 essais, dont le Tableau 16 résume les caractéristiques :

Nom	$e_c$	$I_{dc}$	Contrainte Effective Initiale (kPa)
triax100CUfontain3	0,87	-1	100
triax100CUfontain4	0,87	-1	100
triax200CUfontain	0,87	-1	200
triax400CUfontain	0,87	-1	400

Tableau 16 : Paramètres expérimentaux des essais de la phase II réalisée à IRSTEA Aix en Provence

Le seul facteur variant entre les essais de la première et de la deuxième phase est la vitesse de cisaillement. En effet, les essais réalisés à Clermont ont été faits à une vitesse de  $0,05 \text{ mm/min}$ . Ce choix a été conditionné par les essais sur les échantillons de matériau non saturé. En effet, afin de pouvoir mesurer la pression interstitielle dans le matériau non saturé, la vitesse de sollicitation ne doit pas être trop élevée, afin de permettre l'équilibrage des pressions au sein du matériau. Ce choix a été motivé par des valeurs de la littérature. Notamment Fredlund et Rahradjo (D. G. Fredlund et Rahardjo 1993) ont beaucoup travaillé sur l'influence de la vitesse

de cisaillement dans les essais triaxiaux sur sol non saturés. Ils proposent, d'après les résultats expérimentaux de plusieurs autres auteurs, des valeurs typiques de vitesse de cisaillement, qui dépendent du type de sol. Ces valeurs s'étendent de 0.0005 %/min pour une argile de Talybont, à 0,1 %/min pour un sable argileux. Wulfsohn et ses collègues (Wulfsohn, Adams, et Fredlund 1998) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sol naturel non saturés. Ils choisissent pour leurs essais la vitesse de 100 mm/h, soit 0,17 mm/min comme meilleur compromis entre les sollicitations réelles auxquelles le sol est soumis, et les temps d'équilibrage qu'il faut laisser à la pression d'eau pour assurer une bonne mesure.

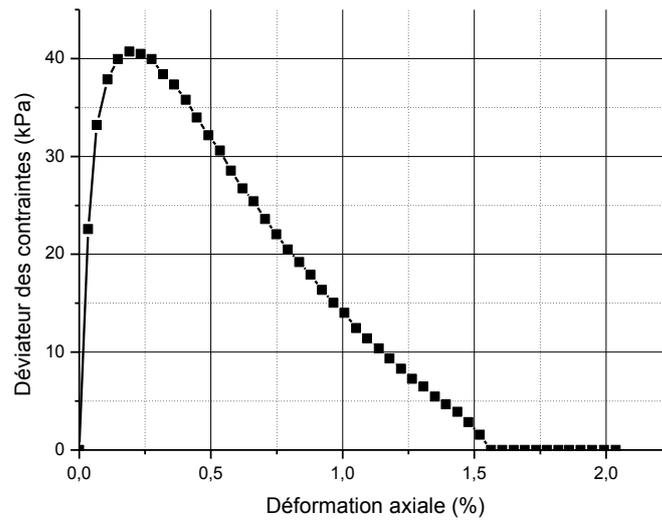
D'autre part, le dispositif de chargement hydraulique de la cellule triaxial ne permet l'application de vitesses trop élevées. La régulation pression-volume par les contrôleurs induit une certaine inertie. A titre de comparaison, Bahda (Bahda 1997) avait choisi dans ses travaux de thèse des vitesses de l'ordre de 0,1 mm/min, pour des essais réalisés avec la cellule triaxiale de type Bishop et Wesley, confirmant ainsi le choix initial d'une vitesse relativement faible, imposée par ce type de dispositif expérimental.

Au contraire à l'IRSTEA, les essais sont réalisés à des vitesses beaucoup plus élevées.

La vitesse de 0,5 mm/min a finalement été choisie. Il s'est avéré que cette valeur était le meilleur compromis entre la vitesse choisie pour les essais réalisés à Clermont-Ferrand, et les vitesses permises par le dispositif de l'IRSTEA. De plus, en théorie, la vitesse de chargement ne devrait pas avoir une grande influence sur les résultats, compte tenu du caractère non drainé des essais réalisés.

### II.3.2 Courbes contrainte-déformation

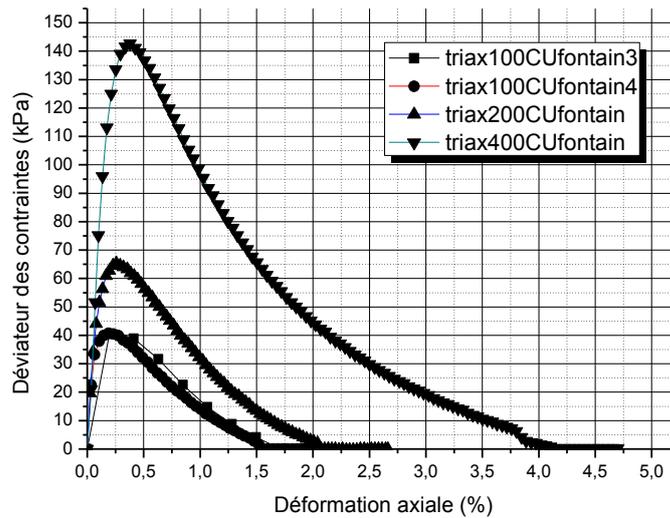
L'allure générale typique obtenue des courbes représentant l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale est présentée en Figure 90. Comme précédemment, on retrouve ici un comportement typique d'essai de liquéfaction statique. Après une augmentation du déviateur des contraintes pour une faible déformation (0,25%), la contrainte chute brusquement jusqu'à une valeur résiduelle nulle. En parallèle, la déformation axiale se développe rapidement et fortement jusqu'à atteindre 2% en fin d'essai.



**Figure 90 : Essai triax100CUfontain4**

La Figure 91 rassemble les courbes contrainte-déformation obtenues pour les quatre essais de cette deuxième phase.

On constate d'une part que la répétabilité entre les deux essais réalisés dans des conditions initiales identiques (triax100CUfontain3 et triax100CUfontain4) est satisfaisante. D'autre part, on confirme que le pic du déviateur des contraintes, observé en petites déformation est d'autant plus élevé que la contrainte de consolidation isotrope est élevée. Enfin, l'état stable, caractérisé par le développement continu de la déformation à contrainte et volume constants est bien observé pour chacun des échantillons, comme précédemment.



**Figure 91 : Courbes contrainte-déformation pour l'ensemble des essais de la deuxième phase**

### II.3.3 Mise en évidence de la liquéfaction

Les quatre graphes de la Figure 92 permettent de mettre en évidence l'augmentation progressive des surpressions interstitielles enregistrées au cours du chargement non drainé, et leur évolution en fonction de la déformation axiale.

On constate que la contrainte effective est annulée pour chacun des échantillons testés. Un état de liquéfaction totale est observé pour chacun des échantillons testés.

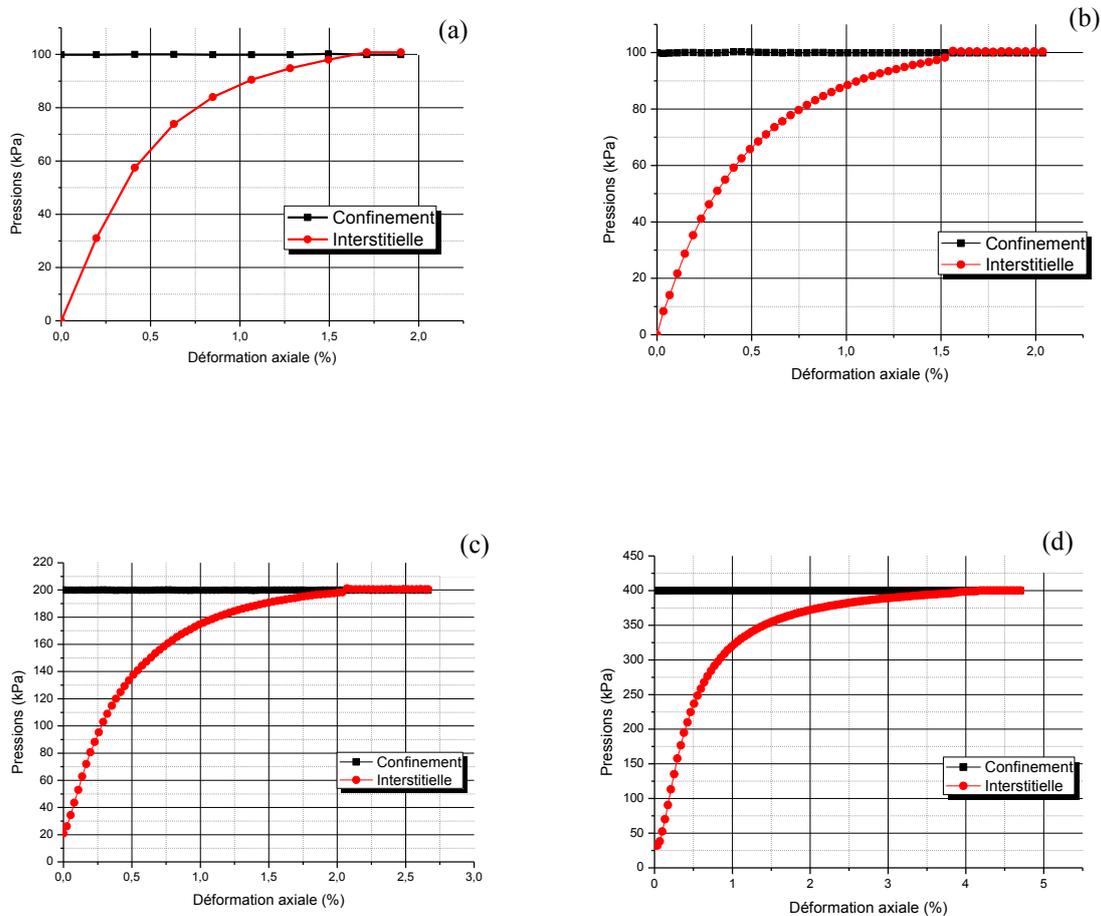


Figure 92 : Evolution de la pression interstitielle avec la déformation axiale pour (a) Essai triax100CUfontain3 (b) Essai triax100CUfontain4 (c) Essai triax200CUfontain et (d) Essai triax400CUfontain

### II.3.4 Paramètres mécaniques du sable de Fontainebleau

L'ensemble des chemins de contraintes obtenus pour cette deuxième phase d'essais est présenté en Figure 93. Comme précédemment, ils présentent un comportement typique d'essais de liquéfaction statique et un état de liquéfaction totale atteint pour tous les essais.

Après passage du pic de résistance, tous les chemins de contrainte migrent progressivement vers l'origine du repère, et l'atteignent ; la liquéfaction totale est observée pour tous les échantillons.

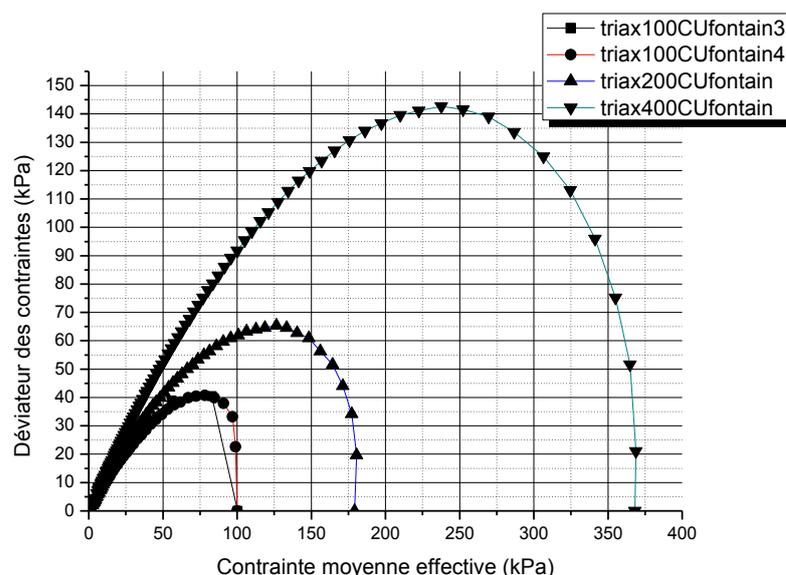


Figure 93 : Chemins de contraintes pour l'ensemble des essais de la deuxième phase

- ★ Calcul de l'angle de frottement mobilisé à l'initiation de l'instabilité  $\varphi_{inst}$

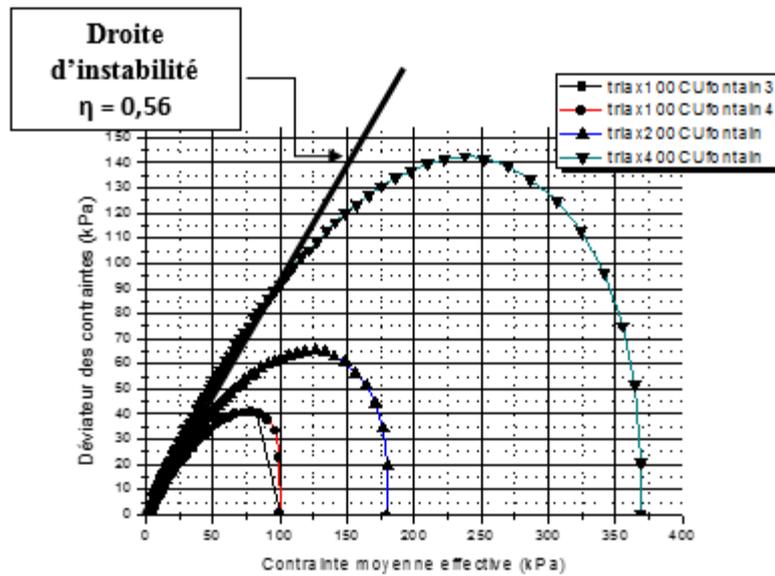
Grace aux différents chemins de contraintes obtenus, on peut tracer dans le plan de Cambridge la ligne d'instabilité, représentée en

Figure 94. Le rapport des contraintes obtenu vaut  $\eta = 0,56$ .

Le rapport des contraintes est lié à l'angle de frottement mobilisé à l'initiation de l'instabilité  $\varphi_{inst}$  (équation [30]) :

$$\sin\varphi = \frac{3*\eta}{6+\eta} \quad [30]$$

L'angle de frottement mobilisé à l'état instable vaut  $\varphi_{inst} = 14,9^\circ$ . On rappelle que la première phase d'essais a donné une valeur  $\varphi_{inst} = 16^\circ$ . On trouve donc un léger écart entre les deux valeurs, avec un pourcentage d'erreur de 6,8%.



**Figure 94 : Ensemble des chemins de contrainte pour la deuxième phase d'essai - Construction de la droite d'instabilité**

★ Calcul de l'angle de frottement mobilisé à l'état stable  $\varphi$

Comme précédemment, la construction de la ligne d'état stable peut se faire grâce à la représentation des chemins de contraintes obtenus lors du chargement monotone non drainé. Cette construction est présentée en

Figure 95. Le rapport des contraintes ainsi obtenu est de 1,1, soit un angle de frottement mobilisé à l'état stable de  $28^\circ$ .

On retrouve la même valeur que pour les essais de la première phase, c'est-à-dire que les caractéristiques mécaniques du matériau sable de Fontainebleau sont identiques pour les deux phases d'essai.

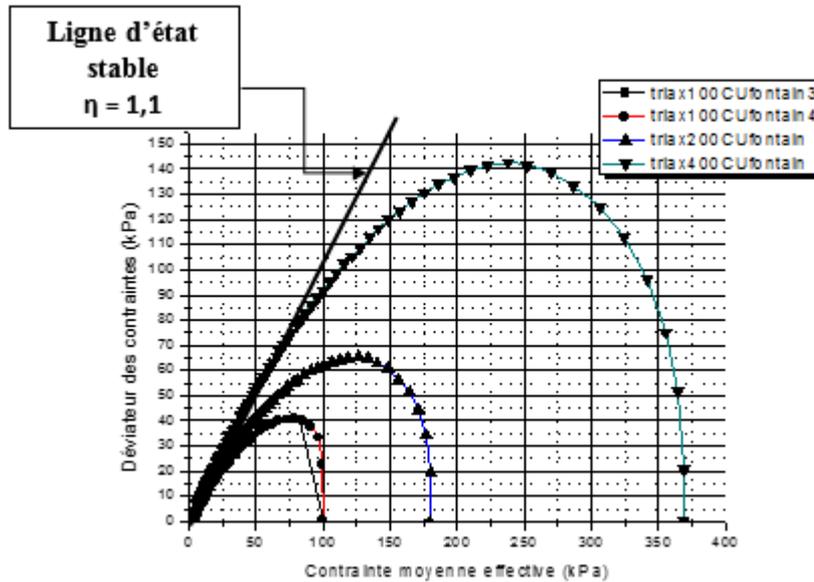


Figure 95 : Ensemble des chemins de contraintes pour la deuxième phase d'essai - Construction de la ligne d'état stable

#### II.4 Reproductibilité : comparaison des essais de la première phase et de la deuxième phase

Des différences sont observables entre les deux séries d'essais. La principale est la différence entre les valeurs de déviateur des contraintes au pic, pour les quatre essais réalisés sous une contrainte de consolidation isotrope de 100 kPa. On rappelle par la Figure 96 les résultats obtenus pour ces quatre essais :

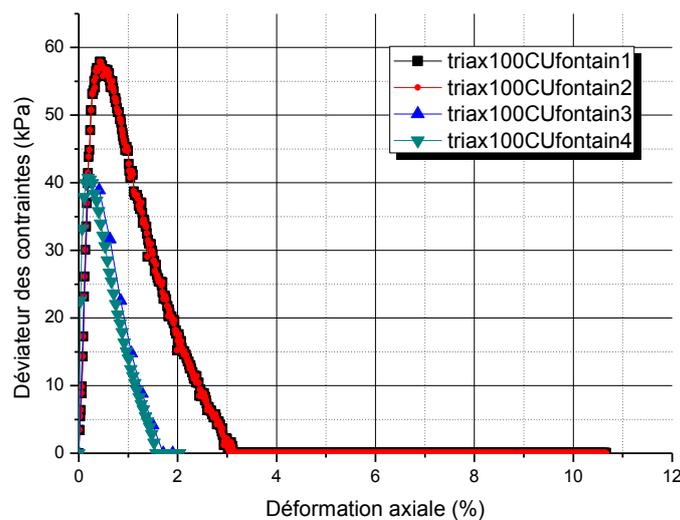


Figure 96 : Courbes contrainte-déformation - Comparaison entre les essais de la première et de la deuxième phase

On constate une différence de 18 kPa au pic du déviateur des contraintes, soit 31% de différence entre les deux essais.

Identifions les facteurs variant entre la première et la deuxième phase d'essais :

- Le type de cellule, et par conséquent la méthode d'application du chargement axial ;
- La méthode d'application de la pression de confinement ;
- La taille des échantillons ;
- La gamme de mesure et la précision des capteurs de force ;

Ces différents facteurs, isolés ou combinés peuvent être à l'origine des différences observées entre les deux séries d'essais. Etant donné que les essais cycliques sont réalisés sur le dispositif de Clermont-Ferrand, on retiendra les paramètres identifiés sur les essais de la phase I pour la suite de cette étude.

## II.5 Troisième phase : essai de référence et validation du montage des capteurs

Une dernière phase d'essais préliminaires a été entreprise. Elle consiste en la réalisation d'un essai triaxial sous chargement monotone non drainé, sur un échantillon équipé avec les capteurs de déplacement locaux. En effet, les première et deuxième phases n'ont pas été réalisées avec ces capteurs. Ainsi, cette troisième phase permet de vérifier la validité des mesures par les capteurs de déplacements locaux, étape essentielle pour la poursuite des travaux.

Le montage des capteurs sur l'échantillon a fait l'objet de plusieurs pistes de réflexion :

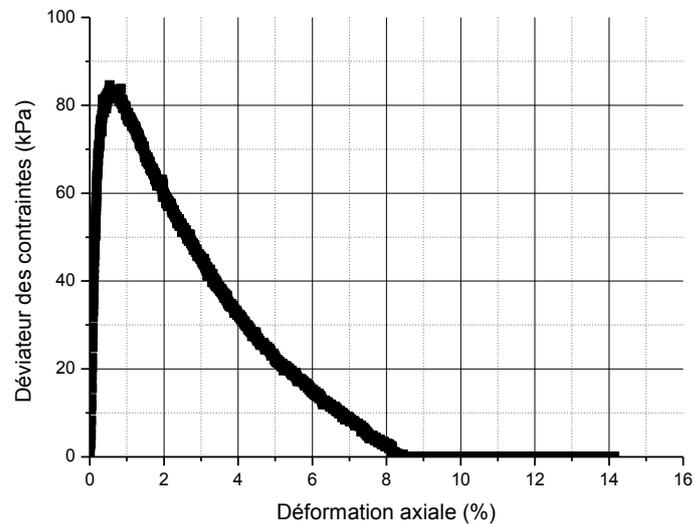
- Quel est le meilleur moyen de fixer les capteurs sur l'échantillon ?
- Les mesures faites avec les capteurs sont-elles en accord avec la théorie attendue ?

Par ailleurs, cette phase permet de fournir un essai de référence pour le chargement monotone non drainé. En effet, le protocole de reconstitution des échantillons a été adapté, notamment avec l'amélioration de la dame de compactage qui permet une meilleure régularité des couches, et une meilleure gestion des dimensions de l'échantillon. Ces améliorations ont entraîné une meilleure régularité de l'indice des vides entre les essais, qui est pour la suite de l'étude toujours de 0,85, pour tous les échantillons testés. Ainsi, par soucis de précision, un dernier essai non drainé monotone a été réalisé, avec le protocole adapté et l'indice des vides constant de 0,85. Cet essai sera donc l'essai de référence pour l'établissement de certains paramètres des essais cycliques non drainés.

### II.5.1 Résultats

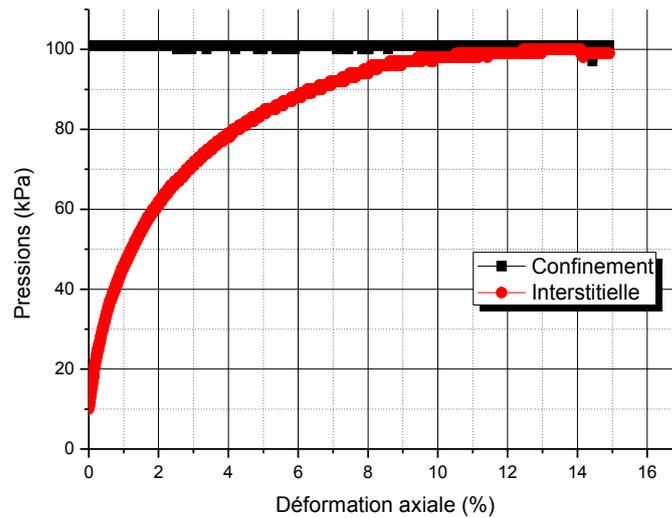
La Figure 97 fournit l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale. On observe classiquement une montée rapide en contrainte, jusqu'à l'atteinte d'un pic (valeur maximale de 85 kPa), pour une déformation axiale faible de l'ordre de 0,5%. Une fois ce pic dépassé, on observe une chute rapide du déviateur des contraintes, jusqu'à l'annulation du déviateur pour une déformation axiale de l'ordre de 8%. En grandes déformations, on observe l'état stable, pour lequel la contrainte reste constante (nulle) et les déformations se poursuivent jusqu'à un taux élevé de 14%.

On remarque donc que pour cet échantillon, avec ces conditions de fabrication et de densité, on obtient une valeur maximale au pic du déviateur des contraintes plus élevée que pour les essais précédemment présentés (85 kPa pour cet essai contre 60 kPa pour les précédents essais). Cette différence est qualitativement cohérente avec les conditions initiales : l'échantillon de cet essai de référence a été fabriqué avec un indice des vides de consolidation plus faible que les premiers. Ainsi, une plus grande valeur de résistance au pic est cohérente.



**Figure 97 : Courbe contrainte-déformation - Essai triax100CUfontaincapteurs**

La Figure 98 présente l'évolution de la pression interstitielle par rapport à la pression de confinement, en fonction de la déformation axiale. On constate que pour une faible déformation axiale, entre 0% et 2%, la pression interstitielle augmente fortement : on observe une surpression interstitielle de 45 kPa à 2% de déformation. Après 2% déformation, la pression interstitielle continue d'augmenter mais moins fortement qu'initialement. A 8% de déformation, la pression interstitielle est presque stabilisée, mais continue d'augmenter progressivement jusqu'à égaler la pression de confinement pour 14% de déformation.



**Figure 98 : Evolution de la pression interstitielle et de confinement avec la déformation axiale - Essai triax100CUfontaincapteurs**

### II.5.2 Solutions de fixation des capteurs envisagées, solution retenue

On rappelle que le système de mesure de déplacements local choisi dans cette étude est constitué d'un ensemble de capteurs LVDT. Deux capteurs axiaux, positionnés diamétralement opposés sur l'échantillon, ainsi qu'un capteur radial, porté par un étrier constituent le montage. Les schémas de la Figure 99 présentent les deux capteurs axiaux montés sur l'échantillon (schéma du haut), ainsi que l'étrier support du capteur radial (schéma du bas).

Les capteurs utilisés dans cette étude sont de la marque GDS. Ils ont une plage de mesure de 10 mm et une précision +/- 0,10%.

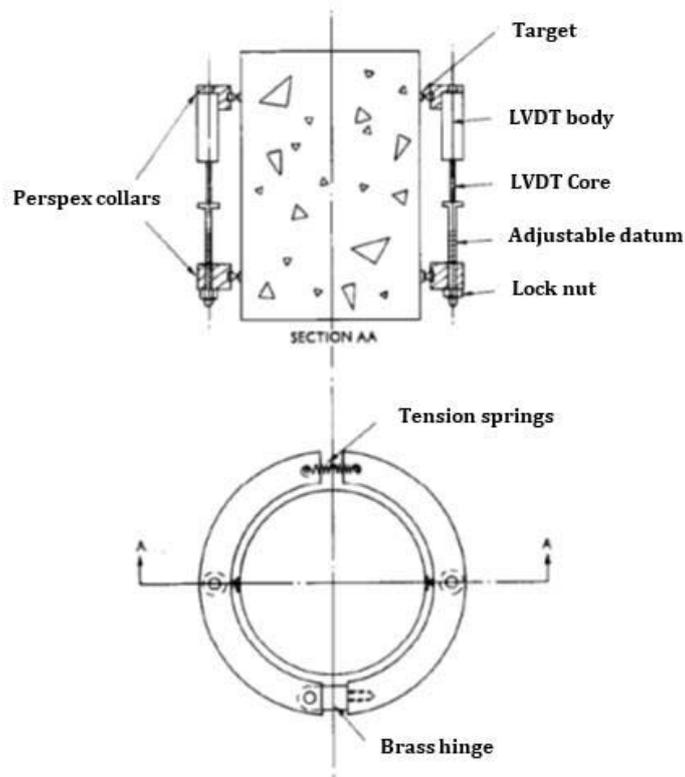


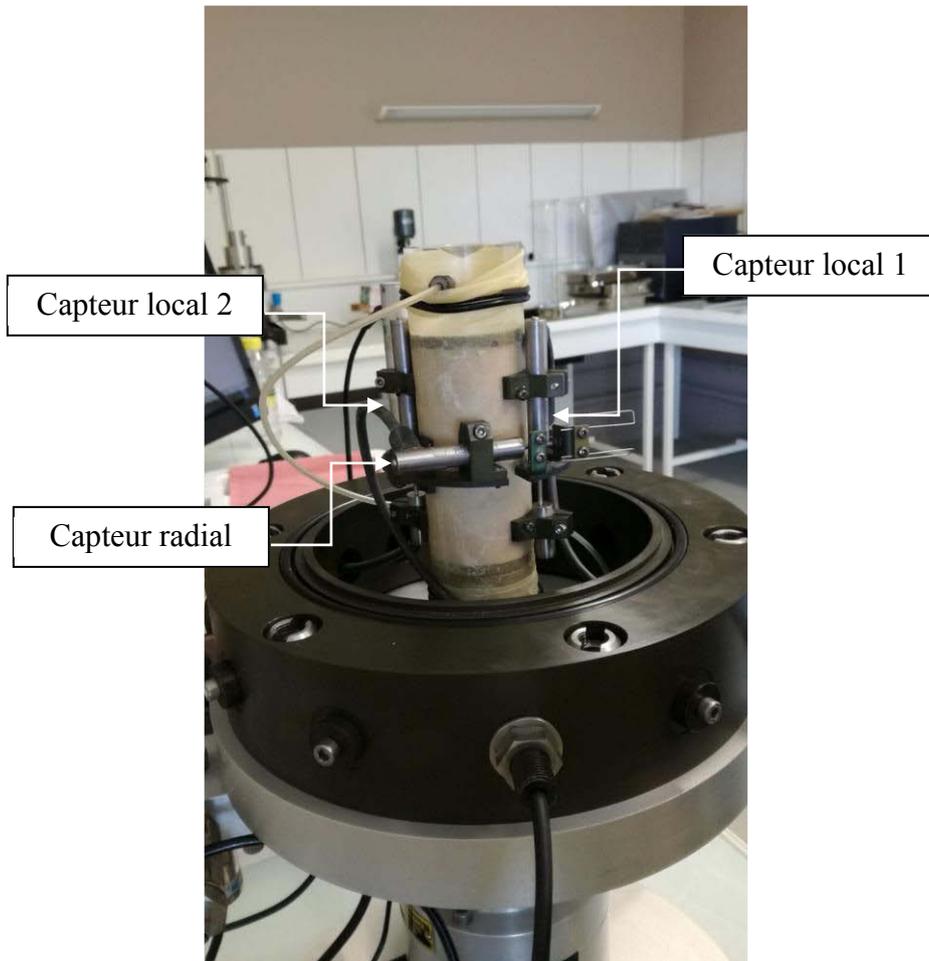
Figure 99 : Schémas du montage des capteurs de déplacement locaux (Brown et Snaith 1974)

Deux solutions de fixation ont été envisagées pour le montage des capteurs.

La première solution consiste à fixer les étriers à l'aide de fines aiguilles. Ces aiguilles, qui traversent la membrane, permettent ainsi de maintenir les étriers. Cette solution reste néanmoins plus adaptée aux matériaux cohérents. Cette solution de fixation n'a pas été retenue. L'insertion des aiguilles dans le sable lâche, à travers la membrane provoquait systématiquement l'effondrement de l'échantillon.

La deuxième solution testée est celle qui consiste à coller les étriers directement sur la membrane à l'aide de colle. C'est cette solution qui a été retenue, elle est en effet bien plus adaptée au matériau étudié et aux conditions de mise en place, notamment la densité.

Comme montré sur la photo de la Figure 100 les capteurs axiaux et le capteur radial sont fixés dans le tiers central de l'échantillon. En effet, du aux effets de frottement aux extrémités de l'échantillon, c'est dans cette partie que les déformations sont considérées comme étant les plus représentatives sur la hauteur de l'échantillon (Brown et Snaith 1974). On utilisera pour la suite de l'étude comme montré sur la photo de la Figure 100 les appellations « capteur local 1 » et « capteur local 2 » afin de dissocier les deux capteurs axiaux locaux.



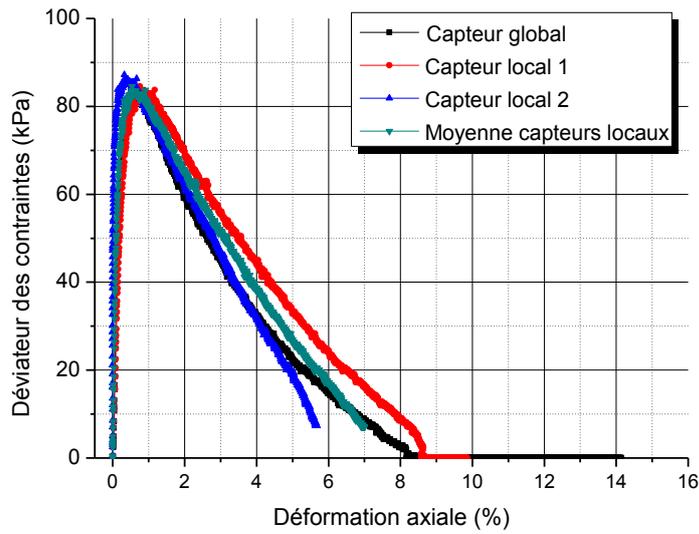
**Figure 100 : Montage des capteurs de déplacements locaux sur l'échantillon triaxial**

### II.5.3 Validité des mesures de déplacements par les capteurs locaux

La Figure 101 présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, pour :

- (courbe noire) la mesure de la déformation axiale par le capteur global ;
- (courbe rouge) la mesure de la déformation axiale par le capteur local 1 ;
- (courbe bleue) la mesure de la déformation axiale par le capteur local 2 ;
- (courbe verte) la mesure locale moyenne de la déformation axiale.

En ce qui concerne la mesure des déplacements, on constate que les quatre courbes ont une allure générale identique, ce qui induit que la mesure du déplacement axial est la même, que ce soit par mesure locale ou globale. Il est à noter également que les capteurs locaux ne permettent pas la mesure en grandes déformations, ce qui est parfaitement conforme avec leur domaine d'utilisation.



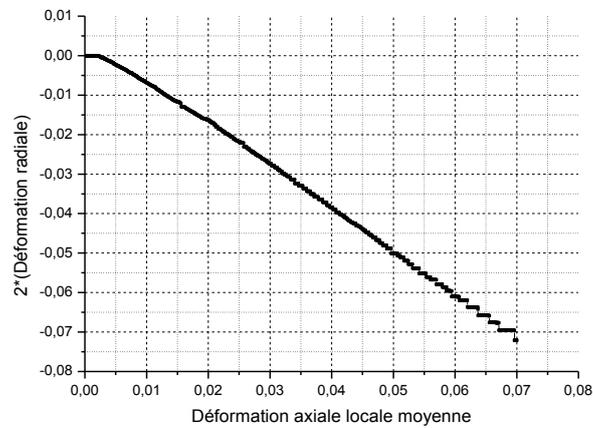
**Figure 101 : Courbe contrainte - déformation pour la déformation axiale globale et locale - Essai triax100CUfontaincapteurs**

La Figure 102 présente le produit  $2\varepsilon_r$  en fonction de  $\varepsilon_a$ , avec  $\varepsilon_r$  la déformation radiale calculée par la mesure du capteur local radial, et  $\varepsilon_a$  la déformation axiale calculée par la valeur moyenne des mesures des capteurs axiaux locaux. Cette figure a pour but de présenter de manière visuelle le rapport entre ces deux grandeurs. En effet, la déformation volumique s'exprime par l'équation [31] :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad [31]$$

Ainsi, plus la pente de la courbe obtenue s'approche de 1, plus l'hypothèse d'une déformation volumique nulle est vérifiée, et les mesures par les capteurs locaux validées.

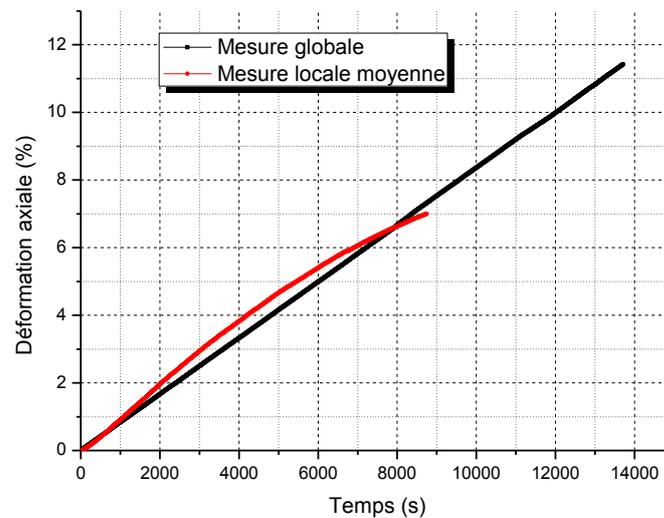
Les résultats montrent une pente de 0,99, indiquant ainsi une bonne fiabilité des mesures expérimentales par rapport aux valeurs attendues par la théorie.



**Figure 102 : Mise en évidence de la fiabilité des mesures par les capteurs locaux par rapport à l'hypothèse de la déformation volumique nulle dans un essai non drainé**

La Figure 103 présente l'évolution de la déformation axiale en fonction du temps, pour les deux systèmes de mesures, locale (en rouge) et globale (en noir). On rappelle que le chargement est à déformation contrôlée pour cet essai, et que le système d'asservissement est lié au capteur global. On constate que la mesure locale suit bien la même évolution que la mesure globale, permettant ainsi de vérifier la validité et la précision de la mesure par les capteurs locaux.

Ces résultats permettent également de mettre en évidence qu'il n'y a pas de dérive de la mesure au cours du temps, permettant ainsi d'estimer que le dispositif de mesure locale ne sera pas sensible aux effets de la fréquence lors des essais cycliques.

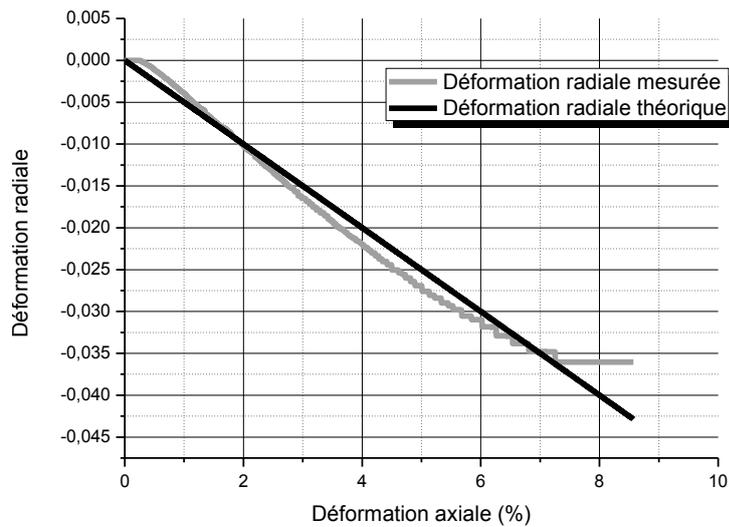


**Figure 103 : Comparaison entre les mesures locale et globale de la déformation axiale - Essai triax100CUfontaincapteurs**

La Figure 104 présente deux courbes, donnant chacune une valeur de la déformation radiale, exprimée en fonction de la déformation axiale globale. Les deux valeurs correspondent à des calculs différents :

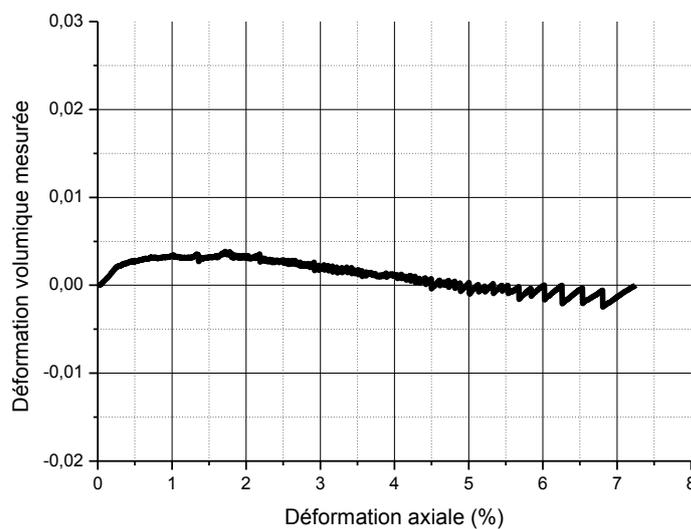
- En gris, la déformation radiale mesurée directement par le capteur local ;
- En noir, la déformation radiale théorique, déduite de la mesure de la déformation axiale par le capteur global, sous l'hypothèse de la déformation volumique nulle inhérente aux conditions non drainées.

On constate que jusqu'à 7% de déformation axiale, les deux courbes présentent une bonne corrélation, ce qui indique que la mesure par le capteur radial est bien conforme avec l'hypothèse de la déformation volumique nulle en conditions non drainées. Au-delà de 7% de déformation, les résultats ne sont plus cohérents : on sort du domaine d'utilisation des capteurs locaux.



**Figure 104 : Comparaison des valeurs de la déformation radiale calculée théorique et mesurée**

Enfin, la Figure 105 présente la déformation volumique calculée grâce aux mesures des capteurs locaux, en fonction de la déformation axiale. On constate que la déformation volumique reste quasiment nulle (inférieure à 0,1%) jusqu'à 7% de déformation axiale. Ce résultat, en accord avec les conditions non drainées dans lesquelles a été réalisé l'essai, traduit encore une fois la fiabilité des mesures par les capteurs locaux. Au-delà de 7%, comme précédemment, les capteurs locaux sortent de leur domaine d'usage, leurs mesures ne sont alors plus fiables.



**Figure 105 : Déformation volumique mesurée par les capteurs locaux - Essai triax100CUfontaincapteurs**

### III. Essais de cisaillement direct sur du sable non saturé

Dans le cadre de cette phase préliminaire, des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande ont également été réalisés. Ces essais vont permettre de mettre en évidence l'influence du niveau de saturation sur l'angle de frottement et la cohésion apparente.

#### III.1 Protocole et description des essais réalisés

Au total, 6 essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande ont été réalisés. Trois sur sable sec, et trois à un degré de saturation fixé. La valeur de 36% pour le degré de saturation des essais de saturation a été choisie par rapport à des considérations pratiques. Elle correspond à la teneur en eau de montage maximale. Au-delà de cette valeur, la reconstitution de l'échantillon devient très difficile, et son homogénéité en est fortement altérée. Différentes teneurs en eau de montage ont été testées, et la valeur de 10% de teneur en eau a été retenue, correspondant pour l'indice des vides fixé à un degré de saturation de 36%. Comme justifié précédemment, la vitesse de cisaillement est fixée à 0,05 mm/min.

Le Tableau 17 résume les caractéristiques de ces six essais :

Essai	Indice des vides	Degré de saturation	Charge de consolidation (N)
casagrandesat250	0,73	0%	250
casagrandesat500	0,73	0%	500
casagrandesat750	0,73	0%	750
casagrandeunsat250	0,73	36%	250
casagrandeunsat500	0,73	36%	500
casagrandeunsat700	0,73	36%	700

Tableau 17 : Caractéristiques des essais de cisaillement direct

#### III.2 Résultats

Les résultats obtenus sont présentés en Figure 106.

##### Influence du niveau de saturation sur l'angle de frottement

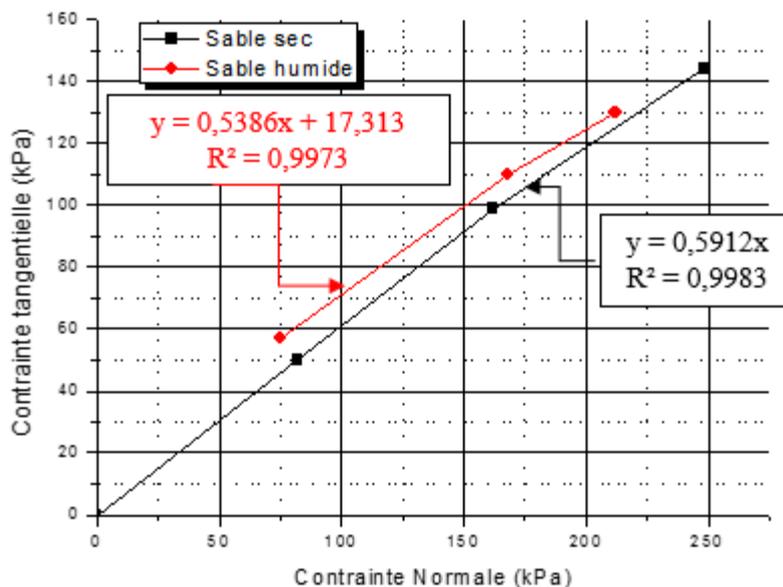
La courbe intrinsèque du sable sec a une pente de 0,59, soit  $\varphi = 30,5^\circ$ . La courbe intrinsèque du sable non saturé a une pente de 0,54, soit  $\varphi = 28,4^\circ$ .

Nous concluons par ces résultats que le degré de saturation n'a pas d'influence significative sur l'angle de frottement, ce qui est conforme avec la littérature (Fredlund et Rahardjo 1993). La légère diminution de l'angle de frottement observée entre les deux essais (entre  $28,4^\circ$  et  $30,5^\circ$ ) pourrait être due au fait que le temps d'équilibrage n'a pas été assez long, et que donc les ménisques n'étaient pas entièrement formés.

## Influence du niveau de saturation sur la cohésion apparente

La courbe intrinsèque de l'échantillon sec passe par l'origine du repère, ce qui correspond à une cohésion nulle.

Contrairement au sable sec, la courbe intrinsèque du sable non saturé ne passe pas par 0. Son ordonnée à l'origine vaut 17,3 kPa. Ce qui montre que la succion crée dans le milieu granulaire une cohésion apparente. Il ne s'agit pas d'une cohésion primaire comme on peut observer dans les milieux fins, créée par les attractions moléculaires de Van der Waals mais bien d'une cohésion dite apparente, créée par la succion.



**Figure 106 : Résultats des essais de cisaillement direct réalisés sur des échantillons de sable sec et de sable humide**

Les résultats de ces essais préliminaires de cisaillement direct sont en accord avec les résultats attendus par la Mécanique des Sols non saturés.

## IV. Bilan

Ce troisième chapitre a été consacré à la présentation des essais réalisés en amont des essais triaxiaux cycliques.

Ces essais préliminaires ont permis de :

- Vérifier la répétabilité du protocole expérimental établi, notamment la reconstitution des échantillons ;
- Déterminer les paramètres mécaniques pour le sable de Fontainebleau, soit un angle de frottement mobilisé à l'état stable  $\phi_{\text{stable}} = 28^\circ$ , un angle de frottement mobilisé à l'état critique  $\phi_{\text{crit}} = 30^\circ$  et un angle de frottement mobilisé à l'instabilité  $\phi_{\text{inst}} = 16^\circ$  ;

- Déterminer des paramètres de référence qui seront utiles pour le choix des paramètres cycliques, et notamment la valeur au pic du déviateur des contraintes lors de l'essai monotone non drainé, notamment la contrainte maximale (au pic), telle que  $q = 85 \text{ kPa}$  ;
- Déterminer la meilleure solution de montage des capteurs et s'assurer de la validité des résultats obtenus ainsi que la durabilité de la solution. La solution de montage des capteurs retenue est le montage avec une seule membrane, et collage des étriers directement sur la membrane ;
- Mettre en évidence les effets de la diminution du degré de saturation sur les paramètres mécaniques du sable de Fontainebleau (précédemment déterminés en conditions totalement saturées).

# Chapitre IV : Influence du degré de saturation sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau

## I. Rappel du cadre théorique et programme expérimental

### I.1 Cadre théorique

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence du degré de saturation sur le comportement du sable de Fontainebleau sous chargement cyclique, et notamment sa réponse vis-à-vis du phénomène de liquéfaction. Pour se faire, nous avons proposé un cadre théorique, permettant de définir trois zones schématiques de l'état de saturation. La définition de ce cadre constitue la base théorique de l'établissement du programme expérimental. On rappelle en Figure 107 les critères établis pour chacun des domaines de saturation et le matériau testé.

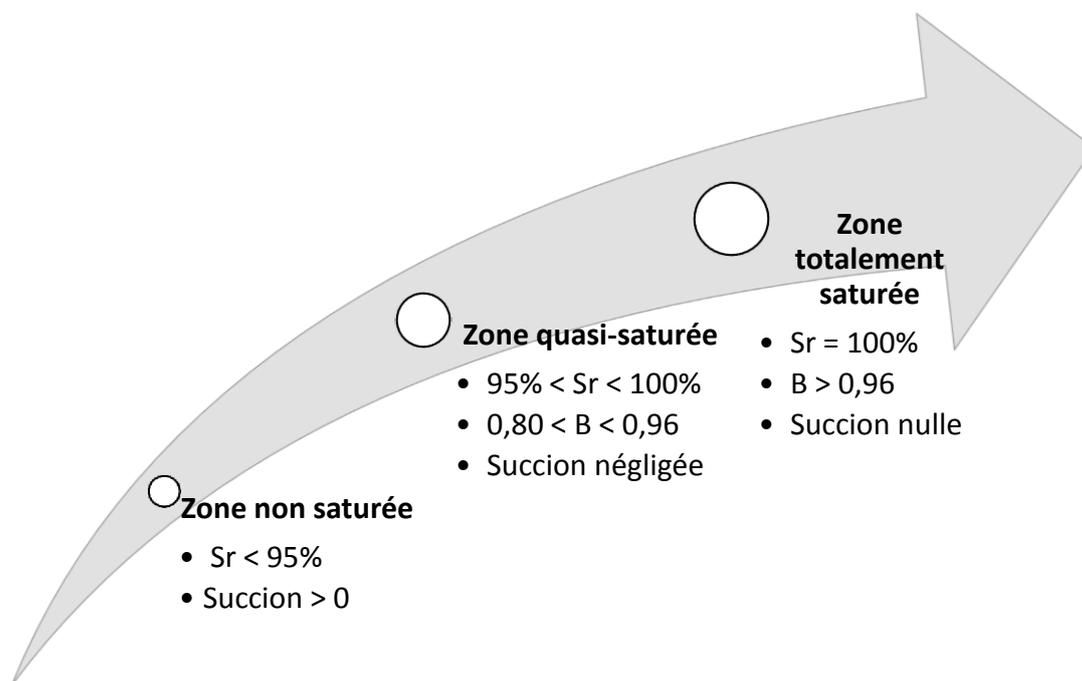


Figure 107 : Cadre théorique - Critères quantitatifs

On rappelle que les critères établis pour les limites des différentes zones d'état de saturation correspondent aux conditions particulières de cette étude, c'est-à-dire :

- ★ Sable de Fontainebleau ;
- ★ Etat de densité lâche, indice des vides de 0,85 ;
- ★ Structure granulaire instable, reconstitution des échantillons par la méthode du damage humide.

## I.2 Programme expérimental

L'établissement d'un cadre théorique et la définition de paramètres pertinents pour différencier pratiquement les différentes zones d'état de saturation ont permis de mettre en place un programme expérimental. Ce programme consiste à investiguer chaque zone de saturation.

Le programme expérimental établi est le suivant :

- ★ Investigation de la zone totalement saturée

Nom	$e_c$	Succion (kPa)	Degré de saturation Initial	B
Essai_Sat_1	0,85	0	1	0,99
Essai_Sat_2	0,85	0	1	0,99

Tableau 18 : Paramètres d'essais d'investigation de la zone totalement saturée

- ★ Investigation de la zone quasi-saturée

Nom	$e_c$	Succion (kPa)	Degré de saturation Initial	B
Essai_Quasi_Sat_1	0,85	-	0,95	0,80
Essai_Quasi_Sat_2	0,85	-	0,962	0,85
Essai_Quasi_Sat_3	0,85	-	0,975	0,90

Tableau 19 : Paramètres d'essais d'investigation de la zone quasi-saturée

- ★ Investigation de la zone non saturée

Nom	$e_c$	Succion (kPa)	Degré de saturation Initial	B
Essai_Non_Sat_1	0,85	2	0,90	-
Essai_Non_Sat_2	0,85	3	0,80	-

Tableau 20 : Paramètres d'essais d'investigation de la zone non saturée

## II. Investigation de la zone totalement saturée

Deux essais triaxiaux cycliques réalisés sur des échantillons totalement saturés sont présentés. Nous présenterons dans un premier temps les résultats typiques obtenus. Puis nous vérifierons la répétabilité entre les deux échantillons, et mettrons en évidence les caractéristiques typiques de liquéfaction observées pour les deux essais.

## II.1 Résultats typiques et résultats de référence

La Figure 108 présente l'évolution du déviateur des contraintes en fonction du nombre de cycles, pour l'essai noté Essai\_Sat\_1 (Tableau 18). On rappelle que le chargement est appliqué en contrainte contrôlée. Malgré cet asservissement en contrainte, on constate qu'après 4 cycles de chargement, la contrainte cible ne peut plus être atteinte. Le déviateur des contraintes diminue progressivement, jusqu'à atteindre une valeur très faible, quasiment nulle, après 13 cycles de chargement.

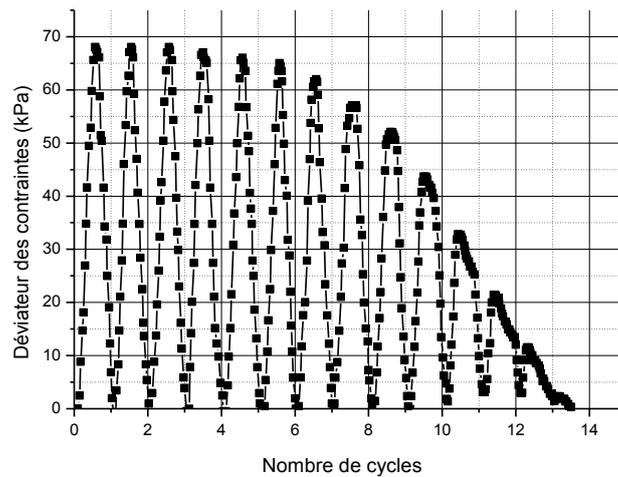
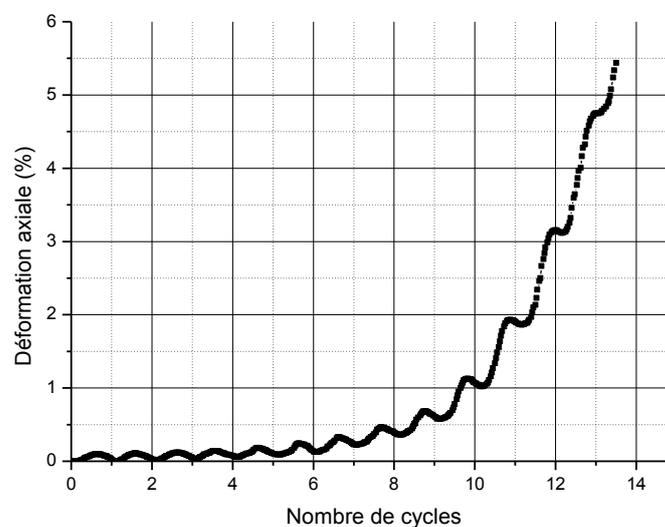


Figure 108 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles - Essai\_Sat\_1

Parallèlement, la Figure 109 présente l'évolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles, pour l'essai noté Essai\_Sat\_1. On constate que jusqu'à 5 cycles de chargement, la déformation engendrée par le chargement cyclique reste très faible, inférieure à 0,5%. A partir du 6<sup>ème</sup> cycle, on observe le développement rapide et important de la déformation axiale. Au 13<sup>ème</sup> cycle, elle a atteint un taux de 5,5%. On observe un léger décalage sur le nombre de cycles, plus particulièrement visible sur les derniers cycles. Ceci peut être le signe d'un effet physique, lié à la forte modification de la structure granulaire et au fort développement de la déformation. Il peut également être lié à la fréquence d'acquisition du logiciel, ou encore à une inertie dans la mesure du déplacement axial, particulièrement marqué pour des déformations importantes et brusques.



**Figure 109 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles - Essai\_Sat\_1**

Dans le premier chapitre de ce manuscrit, les notions de stabilité, instabilité ainsi que les concepts d'initiation de l'instabilité et perte de contrôlabilité ont été introduites. Ces notions sont appliquées aux résultats obtenus.

Sur les figures Figure 108 et Figure 109, on distingue deux phases dans le comportement cyclique saturé du sable de Fontainebleau :

- Une première phase, pour laquelle sous l'application de la contrainte (les 4 premiers cycles de chargement) la déformation engendrée reste petite, avec un taux inférieur à 0,5%. Cette première phase de chargement est dite stable ;
- Une deuxième phase de chargement, pour laquelle on observe le développement fort et rapide de la déformation, ainsi que la diminution du déviateur des contraintes malgré l'asservissement en contraintes. Ces observations correspondent bien à la définition de l'instabilité donnée dans la littérature (Darve et al. 2004; P. V. Lade 1989; P. V. Lade, Nelson, et Ito 1988; Chu et al. 2012).

Ces figures nous permettent également d'identifier l'initiation de l'instabilité au sein du matériau granulaire saturé. Celle-ci est visible expérimentalement par la perte de contrôlabilité de l'échantillon, notion introduite par Nova en 1994 (Nova 1994) et visible sur les résultats présentés en Figure 108. Malgré l'asservissement en contrainte du chargement cyclique appliqué, le matériau n'est plus capable de supporter la contrainte cible, se traduisant par la diminution de la contrainte de cisaillement.

## II.2 Répétabilité

Les figures Figure 110 et Figure 111 présentent l'évolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles, et l'évolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale, pour les deux essais réalisés sur échantillons saturés, respectivement. On constate premièrement que les courbes correspondant à chacun des deux essais sont relativement bien superposées, permettant ainsi de confirmer que la répétabilité est satisfaisante.

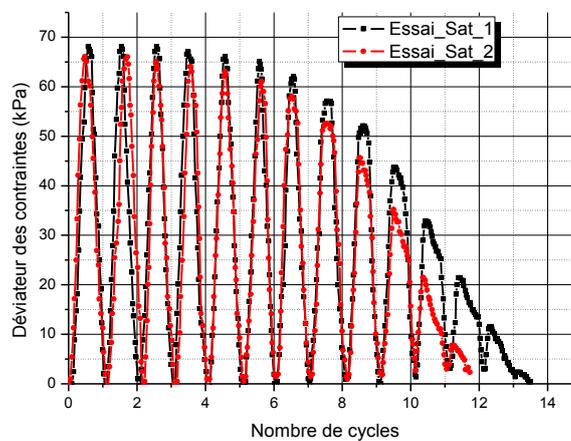


Figure 110 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles - Essai\_Sat\_1 & Essai\_Sat\_2

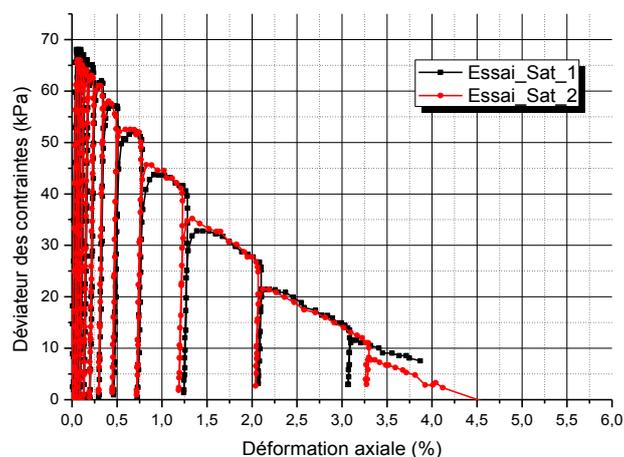


Figure 111 : Evolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale - Essai\_Sat\_1 & Essai\_Sat\_2

### II.3 Mise en évidence de la liquéfaction

Pour les deux essais réalisés, on constate également comme précédemment un comportement stable sur les 4 premiers cycles de chargement, avec un maintien de la contrainte de cisaillement au niveau de la contrainte cible de 70 kPa (Figure 110). Parallèlement, la déformation axiale reste faible, maintenue sur ces 4 premiers cycles de chargement à un niveau inférieur à 0,5% de déformation. Ce comportement contrainte-déformation correspond à la définition du comportement stable identifié au paragraphe précédent.

L'initiation de l'instabilité, visible par le biais de la perte de contrôlabilité des deux échantillons est visible pour les deux essais à partir du 4<sup>ème</sup> cycle. Cette initiation de l'instabilité se traduit par une diminution progressive du déviateur des contraintes, et le développement de la déformation axiale. Comme visible sur la Figure 111, l'apparition de déformations plastiques résiduelles de plus en plus importantes entre chaque cycle de chargement est l'indicateur de l'entrée dans le comportement instable du matériau. L'instabilité se poursuit jusqu'au 13<sup>ème</sup> cycle de chargement, où le déviateur des contraintes s'annule, et la déformation axiale atteint 5%.

L'instabilité détectée et identifiée sur les figures Figure 110 et Figure 111 correspond à un type d'instabilité particulier, que Darve et ses collègues (Darve et al. 2004) ont qualifié d'instabilité de mode diffus, pour l'opposer à l'instabilité du mode localisé. Ce dernier type d'instabilité correspond typiquement à la rupture classique de Mohr-Coulomb.

Un exemple typique d'instabilité de mode diffus est l'instabilité de liquéfaction.

La Figure 112, qui présente les chemins de contraintes obtenus pour les deux essais Essai\_Sat\_1 et Essai\_Sat\_2, illustre l'instabilité de mode diffus observée sur les deux échantillons saturés, et l'état de liquéfaction total induit par le chargement cyclique non drainé. On constate qu'au cours de l'application du chargement cyclique, la contrainte moyenne effective diminue progressivement, le chemin de contrainte migre vers l'origine du repère, conséquence de l'augmentation progressive de la pression interstitielle. La génération de ces surpressions interstitielles se poursuit, jusqu'à atteindre un état de contrainte nul, se traduisant par le fait que les deux chemins de contraintes finissent par rejoindre l'origine du repère.

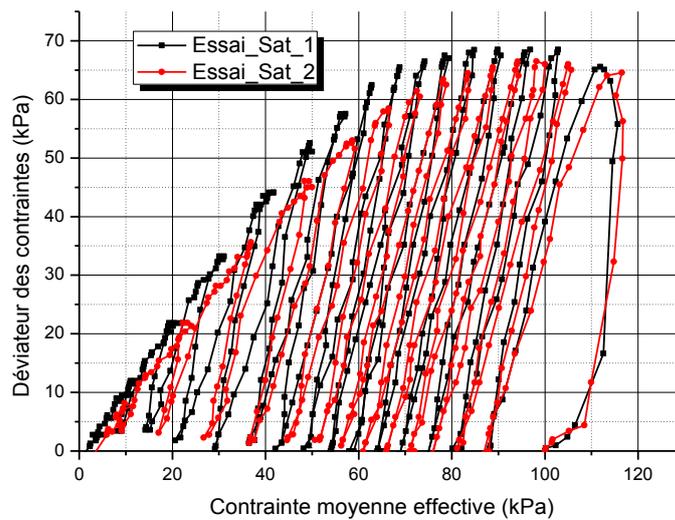


Figure 112 : Chemins de contraintes - Essai\_Sat\_1 & Essai\_Sat\_2

#### II.4 Bilan

Deux essais triaxiaux non drainés ont été réalisés sur deux échantillons totalement saturés.

Ces deux essais ont permis de valider la répétabilité du protocole d'essais cycliques. Ils ont également permis d'observer des concepts et indicateurs expérimentaux sur les notions de stabilité, instabilité et initiation de l'instabilité.

Un comportement typique d'instabilité de mode diffus a été observé, et un état de liquéfaction total a été constaté sur les deux échantillons testés.

Dans des conditions de saturation totale du matériau granulaire, sous un déviateur des contraintes purement compressif, d'amplitude 70 kPa et appliqué à une fréquence de 0,008Hz (période 2 minutes), les principales caractéristiques d'instabilité et de rupture observées sont les suivantes :

- Sur les 4 premiers cycles de chargement, un comportement stable est observé, avec maintien de la contrainte et déformation axiale quasi nulle (inférieure à 0,5%) ;
- L'initiation de l'instabilité de liquéfaction est observée après 4 cycles de chargement, caractérisée expérimentalement par la perte de contrôlabilité de l'échantillon ;
- A partir du 4<sup>ème</sup> cycle (cycle critique), et jusqu'au dernier cycle (13<sup>ème</sup> cycle), on observe un comportement instable, caractérisé par la diminution du déviateur des contraintes appliqué malgré l'asservissement en contrainte de l'essai, associé au fort développement de la déformation axiale.

### III. Investigation de la zone quasi-saturée

Trois échantillons ont été testés pour cette deuxième série d'essais. Ils rassemblent les conditions de saturation initiales correspondant à la zone quasi-saturée précédemment définie dans le cadre théorique. Les autres paramètres de matériau, densité, structure granulaire, pression de confinement, amplitude de chargement, fréquence... sont fixés et identiques à ceux des autres essais des zones totalement saturée et non saturée. Le paramètre variant réside donc dans le niveau de saturation initiale.

On rappelle les caractéristiques principales des trois échantillons de la zone quasi-saturée dans le tableau suivant :

<b>Nom</b>	<b><math>e_c</math></b>	<b>Succion (kPa)</b>	<b>Degré de saturation Initial</b>	<b>B</b>
Essai_Quasi_Sat_1	0,85	-	0,95	0,80
Essai_Quasi_Sat_2	0,85	-	0,96	0,85
Essai_Quasi_Sat_3	0,85	-	0,973	0,90

**Tableau 21 : Caractéristiques des échantillons correspondant à l'investigation de la zone quasi-saturée**

On présentera dans un premier temps les principales caractéristiques du comportement mécaniques observées pour les trois essais. On s'intéressera ensuite au comportement à la liquéfaction, et enfin au comportement volumique. On commence par présenter les résultats et identifier les principales observations relatives aux résultats expérimentaux. Une analyse globale est faite ensuite.

Pour l'ensemble du paragraphe, on utilise les annotations suivantes pour les graphes :

- ★ La figure (a) correspond à l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_1 (B=0,80) ;
- ★ La figure (b) correspond à l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_2 (B=0,85) ;
- ★ La figure (c) correspond à l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_3 (B=0,90).

### III.1 Comportement mécanique

La Figure 113 présente l'évolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles pour les trois essais de la zone quasi-saturée. La Figure 114 présente l'évolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles. La Figure 115 présente l'évolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale.

On s'intéresse dans un premier temps au premier essai, présenté sur la Figure 113 (a) et la Figure 114 (a). Jusqu'à 50 cycles de chargement, on constate que l'amplitude de consigne de contrainte (70 kPa) est atteinte. Parallèlement, la déformation axiale, visible en Figure 114 reste à un taux faible, inférieur à 1%. Conformément aux concepts définis au paragraphe précédent, on peut dire que sur les 50 premiers cycles de chargement, l'échantillon présente un comportement stable.

Au 50<sup>ème</sup> cycle, l'initiation de l'instabilité est détectée, selon plusieurs critères. D'une part on constate sur la Figure 113 (a) que le déviateur des contraintes commence à diminuer. Ceci traduit la perte de contrôlabilité de l'échantillon ; malgré l'asservissement en contrainte le dispositif expérimental ne peut plus atteindre la consigne. Conformément à ce qui avait été observé sur les échantillons totalement saturés, ce premier élément indique l'initiation de l'instabilité au sein du matériau granulaire. D'autre part, on constate que la déformation axiale, jusqu'alors très faible se développe fortement et rapidement, à partir de 50 cycles de chargement. Elle atteint en peu de cycles (une quinzaine) un taux élevé de 20%. On identifie donc le 50<sup>ème</sup> cycle comme le cycle critique pour cet essai.

Un comportement analogue est observé sur les deux échantillons testés.

Concernant l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_2, on note (Figure 113 (b) et Figure 114 (b)) :

- Sur les 15 premiers cycles de chargement, un comportement stable, avec maintien de la contrainte de cisaillement à la contrainte consigne, ainsi que le maintien d'une déformation axiale faible, inférieure à 0,5% ;
- Le 15<sup>ème</sup> cycle correspond au cycle critique, ce qui se traduit à travers la diminution du déviateur des contraintes (perte de contrôlabilité) et le développement fort et soudain de la déformation axiale ;
- Enfin, après 25 cycles de chargement, le déviateur des contraintes atteint une valeur résiduelle très faible, et la déformation axiale a atteint un taux de 7,5%.

Pour le troisième essai noté Essai\_Quasi\_Sat\_3, on a (Figure 113 (c) Figure 114 (c)) :

- Après une phase stable, sur les 6 premiers cycles de chargement, on identifie le cycle critique (7<sup>ème</sup> cycle). L'instabilité est identifiée par la diminution du déviateur des contraintes et le fort développement de la déformation axiale.
- Une fois l'instabilité initiée, le matériau présente un comportement très instable ; la contrainte de cisaillement diminue rapidement et devient nulle après 13 cycles, tandis que la déformation axiale atteint finalement un taux de 7%.

On remarque que pour les trois essais, la contrainte minimum augmente sur les derniers cycles de chargement. Ce phénomène peut être dû à la perte de contrôlabilité ; le système d'asservissement ne peut plus assurer simultanément le critère de période et de contrainte.

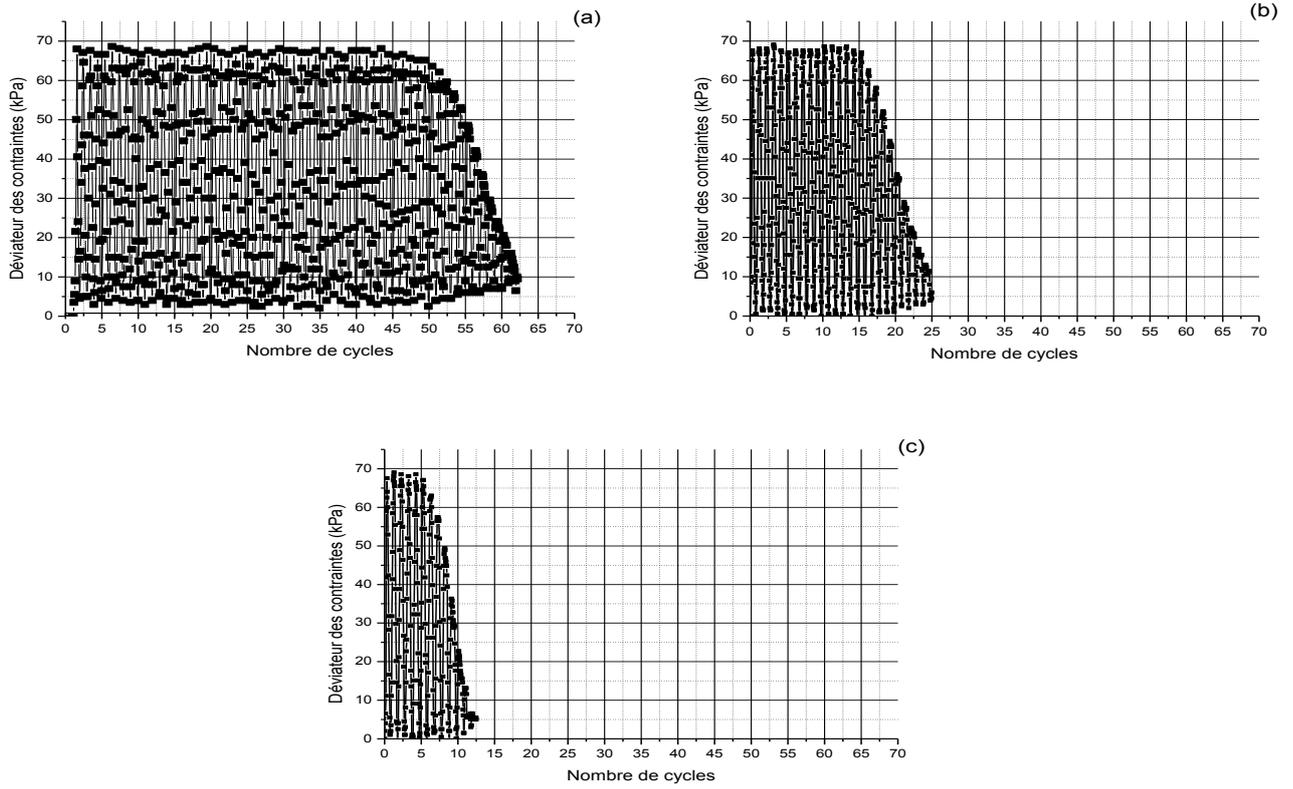


Figure 113 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles pour (a) Essai\_Quasi\_Sat\_1, (b) Essai\_Quasi\_Sat\_2, (c) Essai\_Quasi\_Sat\_3

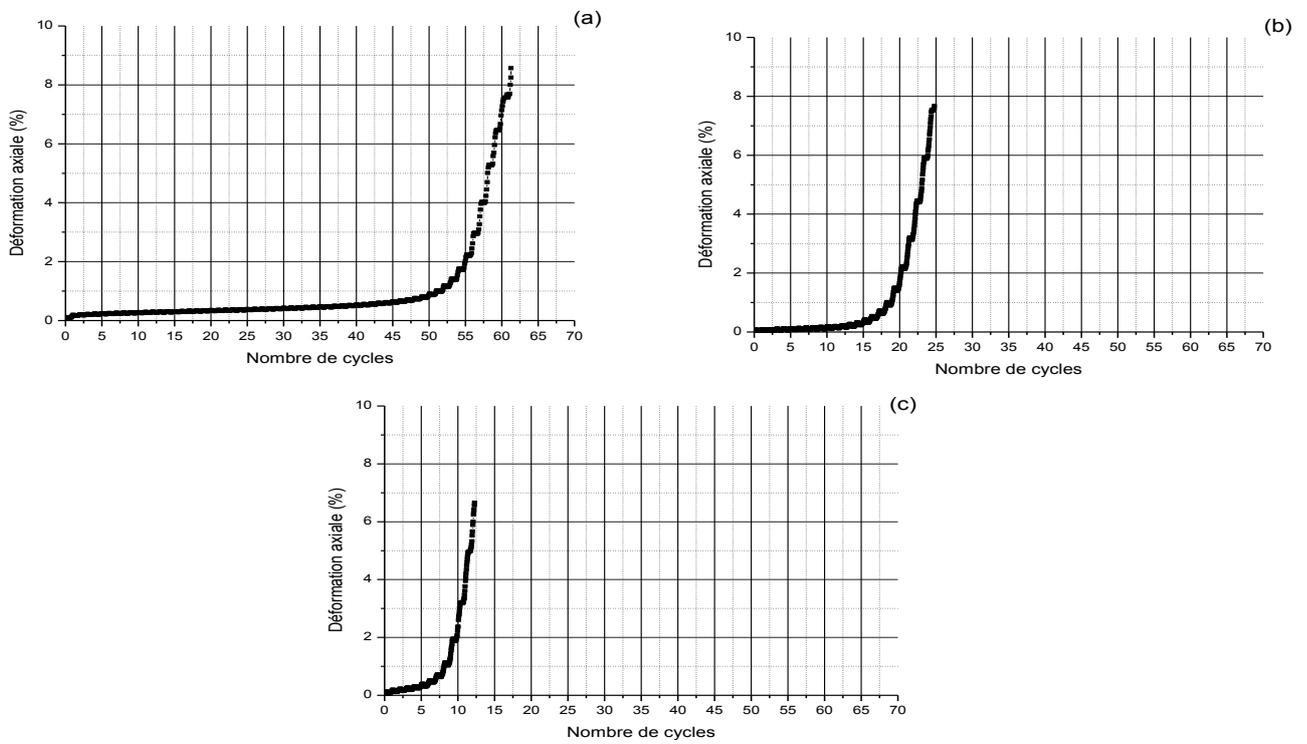
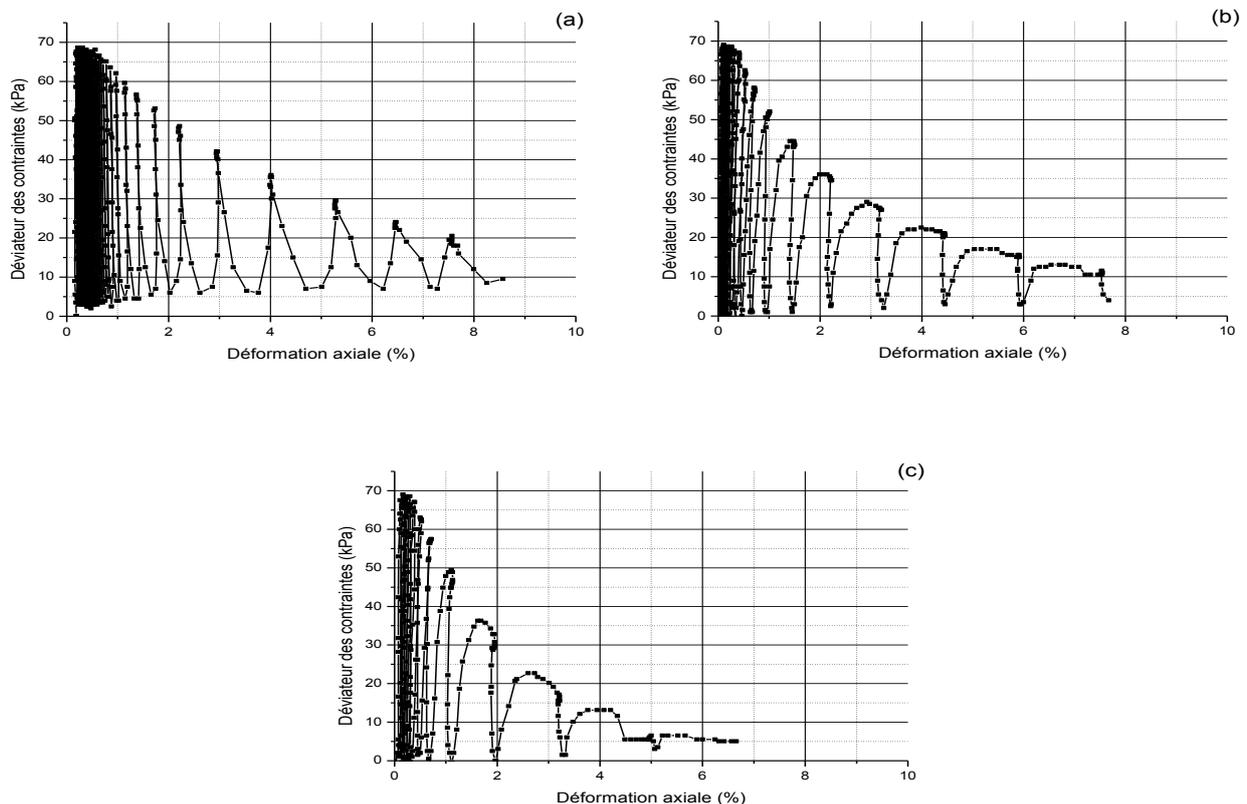


Figure 114 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles pour (a) Essai\_Quasi\_Sat\_1, (b) Essai\_Quasi\_Sat\_2, (c) Essai\_Quasi\_Sat\_3

On s'intéresse maintenant au comportement contrainte-déformation pour les trois échantillons testés (Figure 115). On constate que pour les trois échantillons, après un certain nombre de cycles à contrainte cyclique constante et déformation faible, une déformation plastique résiduelle apparaît. Son amplitude augmente entre chaque cycle en fin d'essai. C'est une caractéristique typique d'un comportement instable, tel qu'identifié précédemment et observé sur les échantillons totalement saturés.



**Figure 115 : Evolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale pour (a) Essai\_Quasi\_Sat\_1, (b) Essai\_Quasi\_Sat\_2, (c) Essai\_Quasi\_Sat\_3**

On constate donc un comportement mécanique analogue pour les trois essais réalisés sur les échantillons initialement quasi-saturés. On identifie pour les trois échantillons testés une phase de comportement stable, un cycle critique et une phase instable. Le cycle critique marque l'initiation de l'instabilité. Pour chacun des trois échantillons, on observe la perte de contrôlabilité au cours du chargement cyclique, la chute de la contrainte au cisaillement accompagnée du fort développement de la déformation axiale. Le cycle critique marque également l'apparition de déformations plastiques résiduelles, dont l'amplitude augmente à chaque cycle de chargement et ce jusqu'à la fin de l'essai.

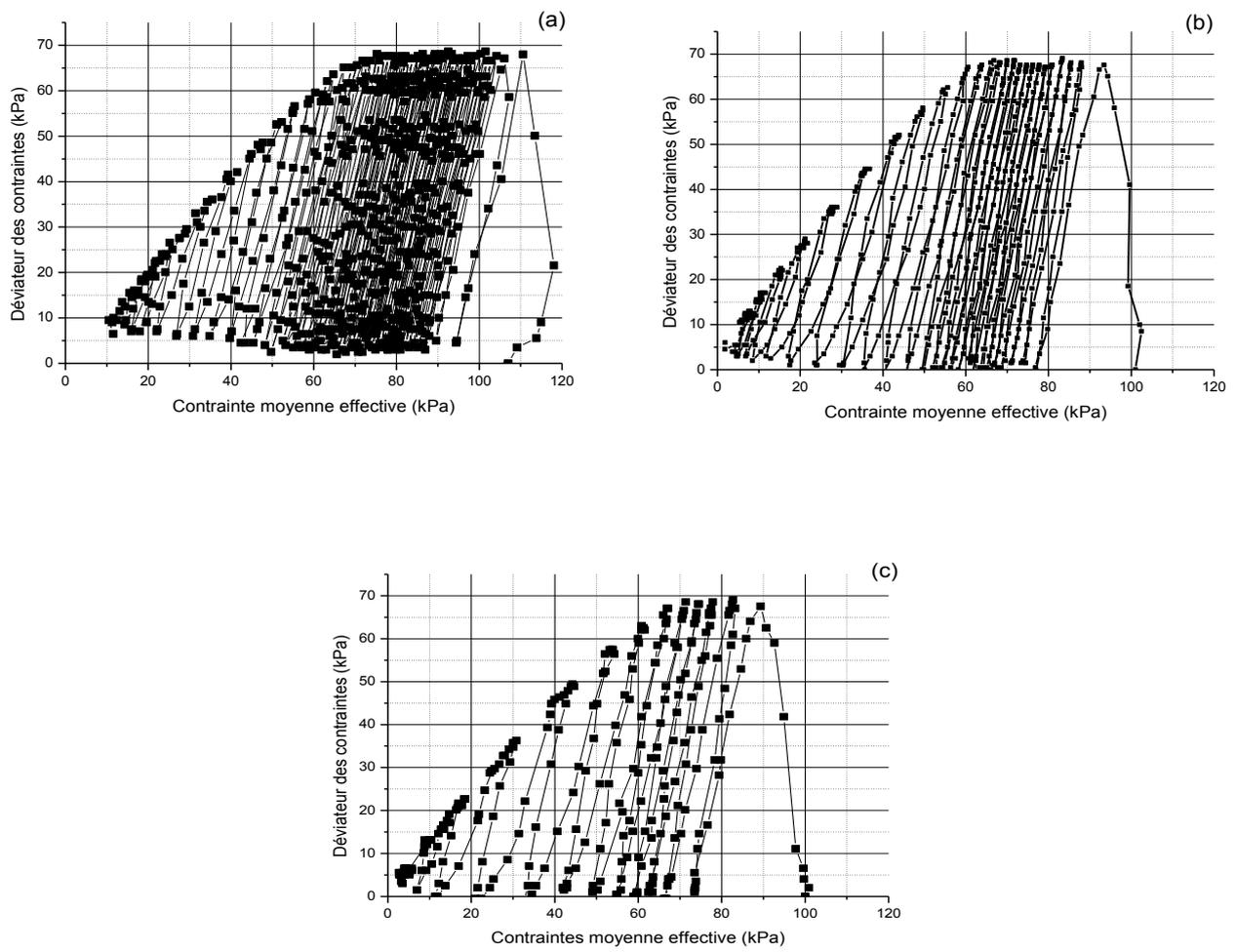
Néanmoins, on observe également des différences en fonction du degré de saturation initial de l'échantillon testé. La différence majeure réside notamment dans la position du cycle critique au cours du chargement. En effet, on constate que pour l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_1, le cycle critique est identifié au 50<sup>ème</sup> cycle. Pour l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_2, il est identifié au 15<sup>ème</sup> cycle, et enfin il est identifié au 7<sup>ème</sup> cycle pour l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_3. On constate donc une influence du degré de saturation initial sur la position du cycle critique, et donc sur le

moment du déclenchement de l'instabilité. En l'occurrence, plus le degré de saturation initial est faible, plus il faut un grand nombre de cycles pour déclencher l'instabilité, à amplitude de contrainte et fréquence constante.

### III.2 Instabilité et mise en évidence de la liquéfaction

La Figure 116 présente les chemins de contraintes obtenus pour les trois essais réalisés dans la zone quasi-saturée. Comme précédemment, les indices (a), (b) et (c) correspondent aux essais Essai\_Quasi\_Sat\_1, Essai\_Quasi\_Sat\_2 et Essai\_Quasi\_Sat\_3, respectivement.

Ces trois figures permettent de mettre en évidence le comportement liquéfiant des échantillons testés. La phase de comportement stable est identifiée également ici, sur un certain nombre de cycles pour lesquels l'amplitude consigne du déviateur des contraintes est atteinte. Pour les trois essais, le chemin de contraintes migre progressivement vers l'origine du repère, traduisant l'augmentation progressive des surpressions interstitielles au sein du matériau granulaire. Après le passage au pic des contraintes, l'instabilité est initiée au sein du matériau granulaire. La contrainte de cisaillement diminue rapidement, la contrainte moyenne effective continue également de diminuer. L'état de contrainte atteint finalement un état résiduel de contrainte très faible.



**Figure 116 : Chemin de contraintes pour (a) Essai\_Quasi\_Sat\_1, (b) Essai\_Quasi\_Sat\_2, (c) Essai\_Quasi\_Sat\_3**

Pour compléter ces résultats, nous présentons en Figure 117 le rapport de pressions  $\frac{u}{\sigma_3}$  pour les trois échantillons testés. Dans ce rapport de pressions,  $u$  correspond à la pression interstitielle mesurée, et  $\sigma_3$  à la pression de confinement. Lorsque ce rapport devient égal à 1, le matériau a liquéfié. Les échelles ont été adaptées pour chaque graphe et sont donc différentes entre elles, et ce pour plus de lisibilité des résultats. La Figure 118 présente l'évolution du rapport de pressions pour un des échantillons totalement saturé.

L'évolution globale de ce rapport de pression est analogue pour les trois essais quasi-saturés réalisés. Une première phase de forte augmentation est notable sur le premier cycle de chargement, traduisant une forte augmentation des surpressions interstitielles immédiatement à l'application du chargement cyclique. On peut noter que pour l'échantillon initialement saturé à hauteur de 95%, le rapport de pression atteint une valeur de 0,25 sur le premier cycle. Pour l'échantillon saturé initialement à 96%, le rapport atteint la valeur de 0,365 et pour le dernier échantillon (degré de saturation initial de 97,3%), le rapport atteint la valeur de 0,4 au premier cycle. On peut donc dire d'après ces trois résultats que plus le matériau est initialement proche de la saturation, plus l'excès de surpression interstitielle immédiat est fort.

Après cette forte génération initiale, les surpressions interstitielles poursuivent une augmentation progressive sous le chargement cyclique, et ce pour les trois échantillons.

On remarque ensuite un changement de pente pour les trois courbes, signifiant une modification de la vitesse de génération de surpressions interstitielles au sein du matériau granulaire.

Pour le premier échantillon ( $S_{r,i} = 0,95$ ), ce changement a lieu au 50<sup>ème</sup> cycle, pour le deuxième échantillon ( $S_{r,i} = 0,96$ ) ce changement a lieu au 7<sup>ème</sup> cycle. Enfin, pour le dernier échantillon, ce changement a lieu au 4<sup>ème</sup> cycle.

Enfin, pour les trois échantillons, on peut constater que le rapport de pression atteint finalement la valeur ultime de 1, signifiant que les trois échantillons ont totalement liquéfié sous le chargement cyclique. On constate néanmoins que le nombre de cycles nécessaires pour provoquer la liquéfaction du sable de Fontainebleau initialement quasi-saturé dépend du degré de saturation initial. Plus le degré de saturation initial est élevé, moins il faut un nombre de cycles important pour provoquer la liquéfaction de l'échantillon. On a donc un effet retardateur du phénomène de liquéfaction a priori induit par la présence initiale d'air au sein du matériau granulaire.

L'échantillon totalement saturé ne présente pas le même schéma dans l'évolution de son rapport de pressions. On ne distingue pas sur la courbe de la Figure 118 les trois phases identifiées précédemment. L'augmentation de la pression interstitielle est continue au cours du chargement cyclique.

Le fluide interstitiel pour ces trois échantillons est constitué d'un mélange d'air et d'eau. Le dispositif utilisé est adapté aux mesures de pressions dans le cas d'un fluide unique. La pression mesurée correspond à une pression globale, et il est difficile de connaître les effets de la présence d'air dissout sur les mesures de pression. Néanmoins, aux niveaux de saturation concernés, le fluide interstitiel est majoritairement constitué d'eau. L'air n'est présent que sous forme dissout ou occlus. Ainsi, les erreurs induites sont considérées minimales.

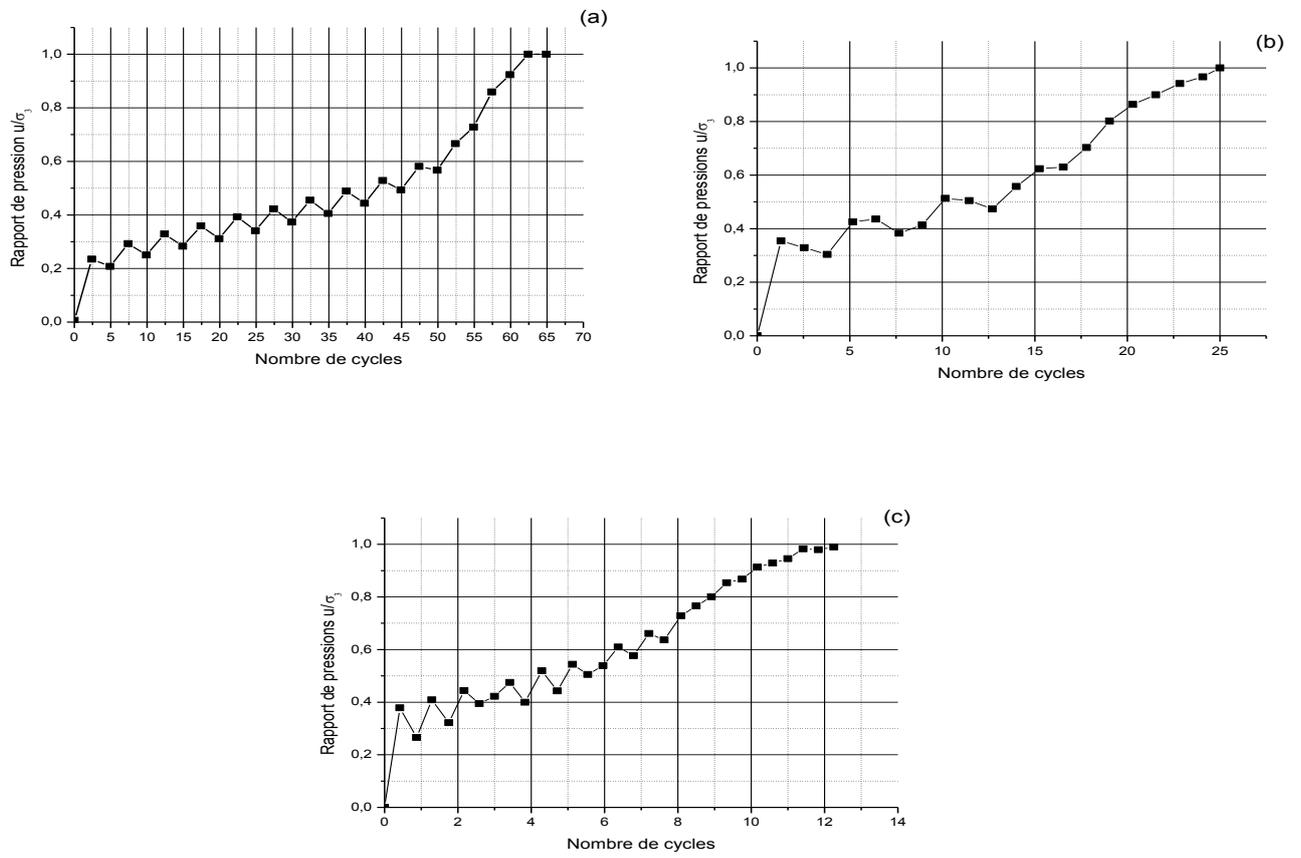


Figure 117 : Evolution du rapport de pressions avec le nombre de cycles pour (a) Essai\_Quasi\_Sat\_1, (b) Essai\_Quasi\_Sat\_2, (c) Essai\_Quasi\_Sat\_3

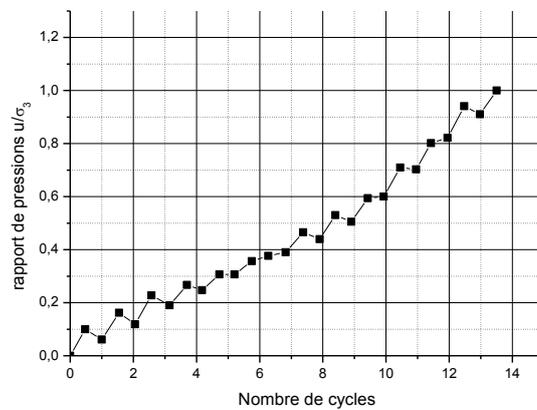


Figure 118 : Evolution du rapport de pressions pour Essai\_Sat\_1

### III.3 Comportement volumique et évolution du degré de saturation sous le chargement cyclique

On s'intéresse maintenant au comportement volumique des échantillons.

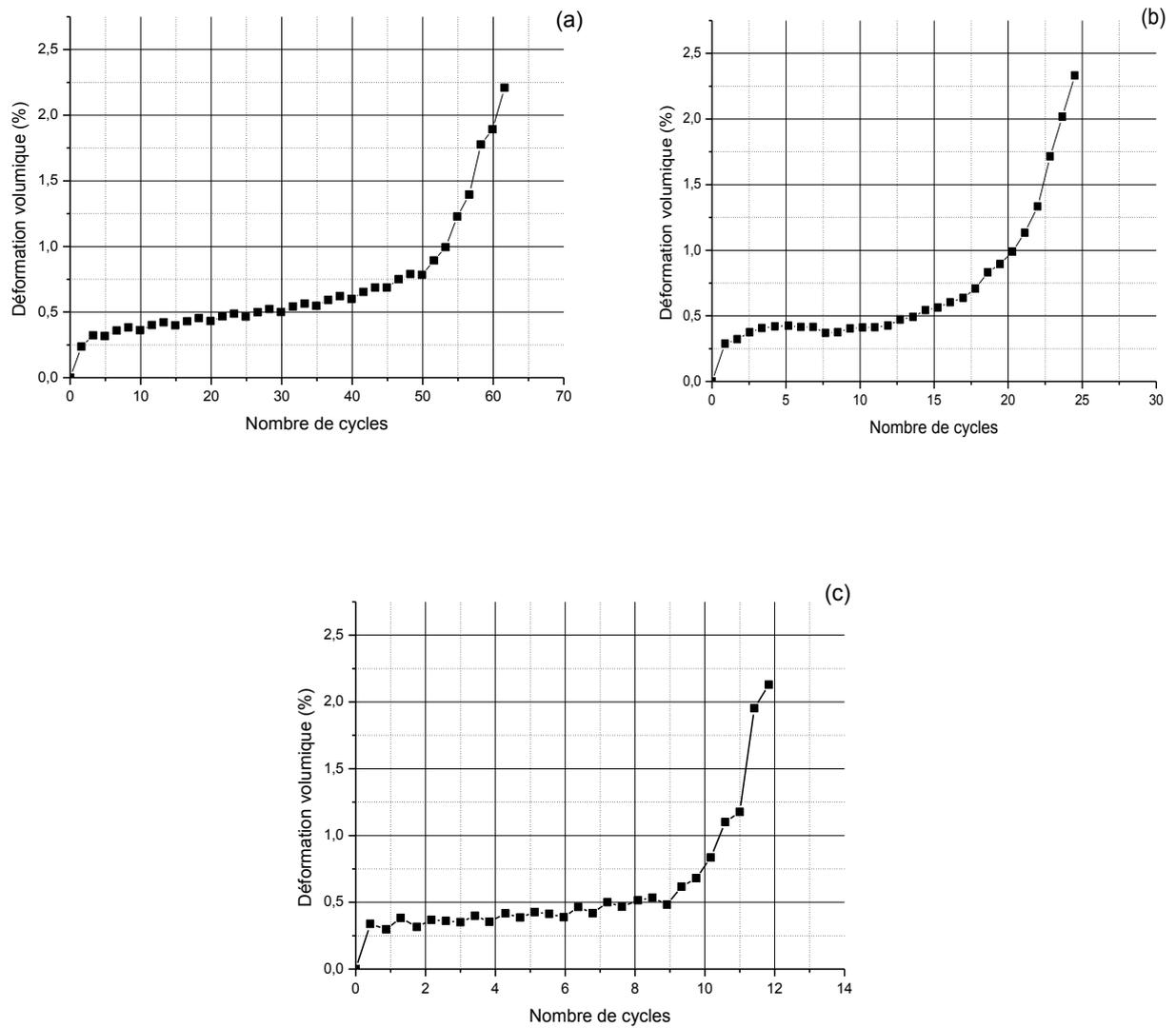
Les graphes de la Figure 119 présentent l'évolution de la déformation volumique avec le nombre de cycles pour chacun des trois échantillons soumis au chargement cyclique. Comme précédemment, une attention particulière sera portée aux échelles de l'axe des abscisses.

On s'intéresse dans un premier temps à l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_1 ( $S_{r,i} = 0,95$ ), dont le résultat est présenté sur le graphe (a) de la Figure 124. Premièrement, on constate le développement d'une déformation volumique positive, signifiant une réduction du volume total de l'échantillon.

Ensuite, on observe trois phases dans l'évolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles :

- Une première phase de forte augmentation sur le premier cycle de chargement, où la déformation volumique atteint la valeur de 0,25% ;
- Une phase intermédiaire entre 5 et 50 cycles, au cours de laquelle la déformation volumique augmente progressivement ;
- A partir du 50<sup>ème</sup> cycle, la déformation volumique augmente fortement et atteint un taux de 2,21% au 60<sup>ème</sup> cycle.

On retrouve globalement cette allure générale pour les deux autres échantillons, comme visible sur les graphes (b) et (c) de la Figure 119.



**Figure 119: Evolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles pour (a) Essai\_Quasi\_Sat\_1, (b) Essai\_Quasi\_Sat\_2, (c) Essai\_Quasi\_Sat\_3**

Enfin, on s'intéresse à l'évolution du degré de saturation au cours du chargement cyclique, résultats présentés sur les graphes de la Figure 120. Ces graphes présentent l'évolution du degré de saturation avec le nombre de cycles pour les trois essais de la zone quasi-saturée. L'obtention d'un tel résultat est permis grâce à la mesure de la déformation volumique de l'échantillon au cours du chargement, et au fait que l'essai est conduit à teneur en eau constante.

On s'intéresse dans un premier temps à l'échantillon initialement saturé à hauteur de 95% (graphe (a)). On constate que sur le premier cycle de chargement, le degré de saturation augmente rapidement de 95% initial à 96%. Entre 5 et 50 cycles de chargement, le degré de saturation augmente progressivement, et atteint au cycle critique (50<sup>ème</sup> cycle) la valeur de 97,3%. Au moment de l'instabilité, il augmente très rapidement, et atteint finalement une valeur très proche de 100% en fin d'essai, simultanément à la liquéfaction de l'échantillon.

Pour le deuxième échantillon, initialement saturé à hauteur de 96%, on constate une allure générale équivalente au premier échantillon. Le degré de saturation augmente de 96% à 97% sur le premier cycle de chargement. Il se stabilise ensuite à ce taux jusqu'au 14<sup>ème</sup> cycle de chargement, cycle à partir duquel il augmente fortement. Après 24 cycles, de chargement, le degré de saturation est assimilable à 100% (très proche).

Enfin, concernant le troisième échantillon, on constate que très rapidement, lors de l'application du premier cycle, le matériau se trouve dans un état très proche de la saturation totale, à un degré de saturation de 98%. L'évolution du degré de saturation montre ensuite la même allure générale que pour les essais précédents, et le degré de saturation est assimilable à 100% à la fin de l'essai.

Pour les trois échantillons testés, on a donc une augmentation progressive du degré de saturation sous l'application du chargement cyclique. Pour les trois essais, le degré de saturation final atteint est d'environ 100%.

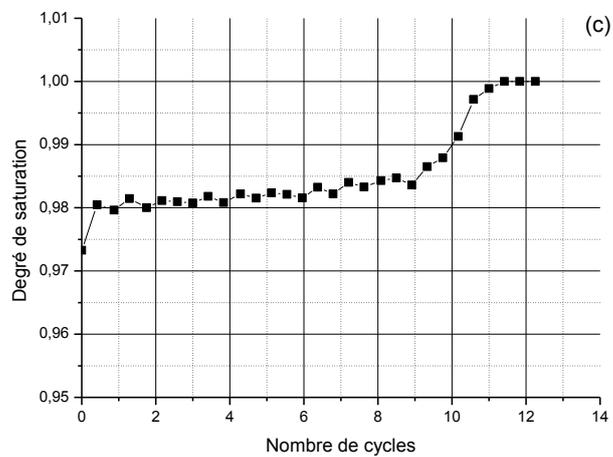
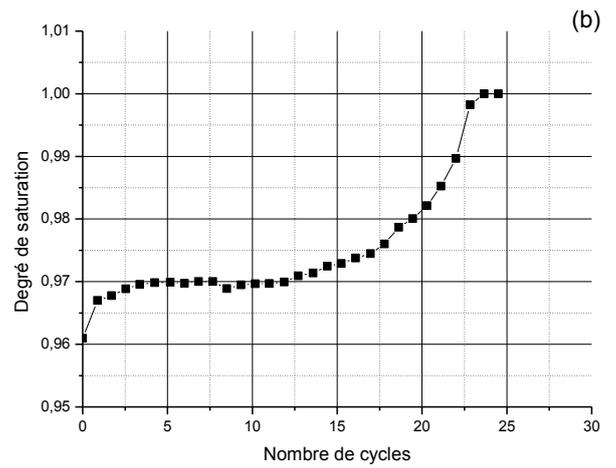
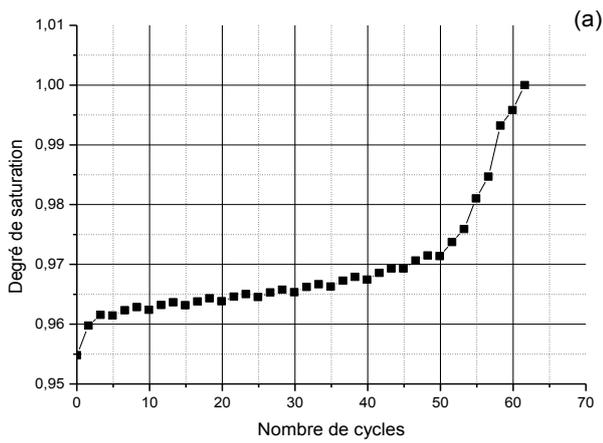


Figure 120 : Evolution du degré de saturation avec le nombre de cycles pour (a) Essai\_Quasi\_Sat\_1, (b) Essai\_Quasi\_Sat\_2, (c) Essai\_Quasi\_Sat\_3

### III.4 Analyses et discussions sur l'investigation de la zone quasi-saturée

Trois échantillons initialement soumis à des conditions de quasi-saturation ont été sollicités dans les mêmes conditions que les échantillons totalement saturés.

#### III.4.1 Influence du degré de saturation initial sur le comportement mécanique et volumique : quid du risque de liquéfaction pour la zone quasi-saturée ?

Le tableau suivant (Tableau 22) résume les principaux résultats obtenus pour les trois essais de la zone quasi-saturée, et rappelle également les résultats obtenus pour les deux essais de la zone totalement saturée.

<b>Essai</b>	<b>Degré de saturation initial</b>	<b>Cycle critique</b>	<b>Nombre de cycles avant liquéfaction</b>	<b>Déformation axiale final</b>	<b>Rapport de pression au cycle critique</b>
Essai Sat 1	100%	4 <sup>ème</sup>	12	4,5%	0,3
Essai Sat 2	100%	4 <sup>ème</sup>	12	4,5%	0,3
Essai Quasi Sat 3	97,3%	7 <sup>ème</sup>	12	6,5%	0,6
Essai Quasi Sat 2	96%	15 <sup>ème</sup>	25	7,5%	0,6
Essai Quasi Sat 1	95%	50 <sup>ème</sup>	60	8,5%	0,6

**Tableau 22 : Tableau récapitulatif des principaux résultats obtenus pour les phases d'investigations des zones totalement saturée et quasi-saturée – Influence du degré de saturation initial**

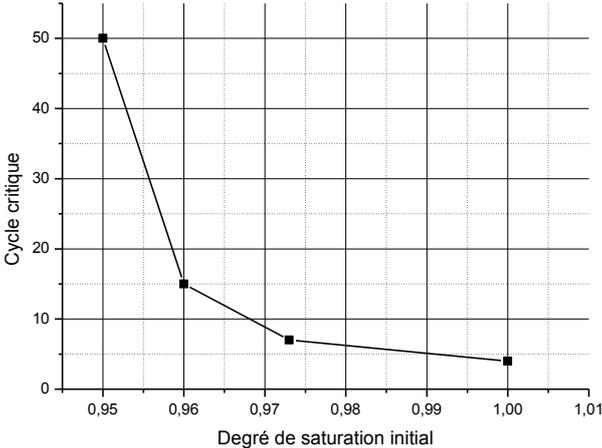
Le comportement mécanique des échantillons quasi-saturés est analogue à celui observé sur les échantillons de référence totalement saturés. Une phase de comportement stable a été identifiée, ainsi qu'un cycle critique à partir duquel l'instabilité est initiée. Comme pour les échantillons totalement saturés, l'initiation de l'instabilité a été expérimentalement caractérisée par la perte de contrôlabilité de l'échantillon, et sur les résultats par la diminution progressive du déviateur des contraintes associée au fort développement de la déformation axiale.

La réponse vis-à-vis du phénomène de liquéfaction a été étudiée pour les trois échantillons quasi-saturés. Malgré des degrés de saturation initiaux inférieurs à 100% (et supérieurs ou égaux à 95%), les trois échantillons ont liquéfié. On a donc mis en évidence que le risque de liquéfaction ne concerne pas uniquement les matériaux granulaires totalement saturés.

#### III.4.2 Effets de la quasi-saturation initiale sur le phénomène de liquéfaction

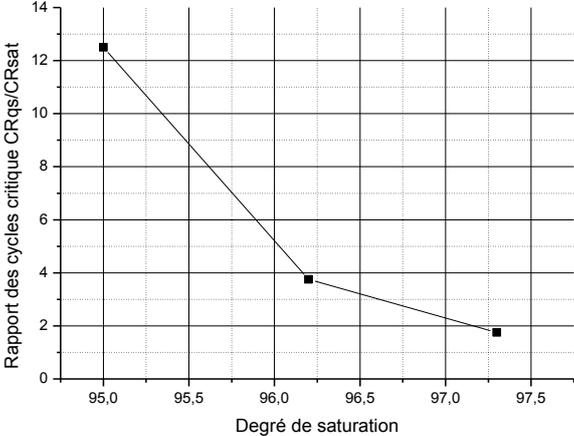
Des différences dans le comportement des différents échantillons testés ont été observées. On constate que plus le degré de saturation initial est faible, plus l'initiation de l'instabilité est retardée en termes de nombre de cycles de chargement (Tableau 22).

On présente sur la Figure 121 la relation obtenue d'après les résultats des essais triaxiaux entre la position du cycle critique et le degré de saturation initial. On constate bien que plus le degré de saturation initial est faible, plus il faut un grand nombre de cycles de chargement pour déclencher les instabilités au sein du matériau granulaire. On constate de plus que la relation n'est pas linéaire. Ceci traduit le fait qu'une faible variation du degré de saturation initial, notamment entre 95% et 96%, engendre des modifications importantes du comportement du matériau.



**Figure 121 : Position du cycle critique en fonction du degré de saturation initial**

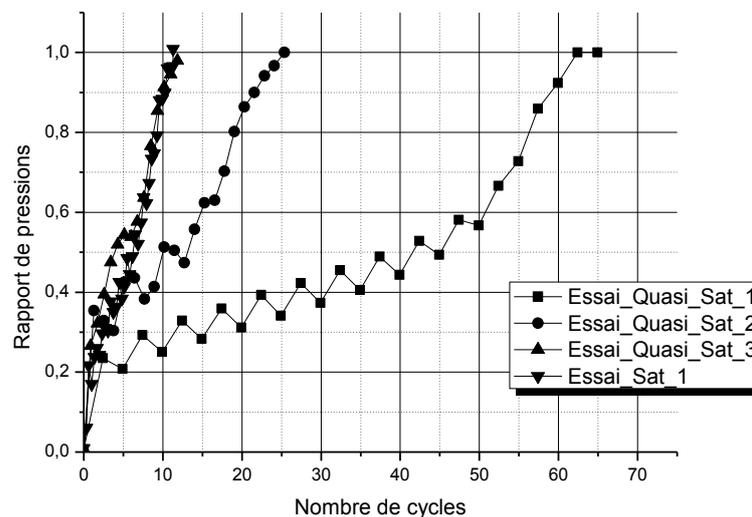
En l'occurrence, on peut dire qu'une petite quantité d'air supplémentaire permet d'observer une nette amélioration des propriétés de matériau vis-à-vis du risque de liquéfaction. Pour quantifier ces améliorations, on peut comparer la position du cycle critique pour les échantillons quasi-saturés par rapport à celle des échantillons totalement saturés comme présenté en Figure 122. On voit que le rapport des cycles critiques  $CR_{qs}/CR_{sat}$  passe de 12,5 à 4 lorsque le degré de saturation augmente de 95% à 96%. On triple la position du cycle critique en augmentant le degré de saturation de 1%. Ce phénomène est observé par d'autres auteurs tels que Sherif et ses collègues entre autres (Sherif, Ishibashi, et Tsuchiya 1977).



**Figure 122 : Rapport  $CR_{qs}/CR_{sat}$  en fonction du degré de saturation initial**

On rappelle sur la Figure 123 les résultats obtenus quant à l'évolution des surpressions interstitielles au cours du chargement cyclique pour les essais de la zone quasi-saturée ainsi que pour la zone de saturation totale. On voit bien que plus le degré de saturation initial est faible, plus la génération de surpressions interstitielles est lente. Le nombre de cycles pour que le rapport de pressions atteigne la valeur de 1 est d'autant plus grand que le degré de saturation initial est faible.

On constate également à travers cette figure que le comportement de l'échantillon initialement saturé à hauteur de 97,3% (Essai\_Quasi\_Sat\_3) est tellement proche du comportement totalement saturé que sur le paramètre rapport de pression, on ne peut distinguer les deux échantillons. On a identifié des différences entre les deux échantillons, notamment en termes du cycle critique. Néanmoins, la précision du système de mesure de pression ne permet sans doute pas d'observer cette petite nuance sur le paramètre surpressions interstitielles. On a donc un comportement hydro-mécanique qui tend vers le comportement totalement saturé à mesure qu'on se rapproche fortement de l'état de saturation total.



**Figure 123 : Evolution du rapport de pressions en fonction du nombre de cycles - Bilan essais saturés et quasi-saturés**

En se reportant aux figures Figure 117 et Figure 118, on a observé un schéma d'évolution des surpressions interstitielles pour les échantillons quasi-saturés différent de celui de l'échantillon totalement saturé. Alors qu'on identifie différentes phases, avec des vitesses de génération différentes en fonction du nombre de cycles pour les échantillons quasi-saturés, la pression interstitielle de l'échantillon totalement saturé augmente continument. Ces différences peuvent être vues comme les manifestations des effets de l'air au sein du fluide poral sur la génération des surpressions au sein du matériau granulaire. On constate également que le rapport de pressions au cycle critique n'est pas le même en fonction de la zone d'état de saturation initial (Tableau 22). Il est plus élevé pour la zone quasi-saturée et pour la zone totalement saturée. Ceci signifie que l'instabilité est déclenchée pour une valeur de pression interstitielle d'autant plus élevée s'il y a de l'air initialement présent dans le milieu. Néanmoins, le rapport de pressions est le même pour les trois échantillons quasi saturés. Compte tenu de la précision du

capteur de pression interstitielle et des effets de l'air sur la mesure de la pression, il est difficile de savoir si on a identifié une autre caractéristique du milieu quasi-saturé ou pas.

### III.5 Comportement volumique du matériau quasi-saturé au cours du chargement

Les trois graphes de la Figure 124 permettent de mettre en parallèle l'évolution de la déformation volumique et celle du rapport de pressions  $u/\sigma_3$ , en fonction du nombre de cycles, pour les trois échantillons quasi-saturés.

Premièrement, on constate que l'allure générale de l'évolution de la déformation volumique est effectivement globalement analogue entre les trois essais. Néanmoins on remarque que pour l'échantillon le moins saturé initialement (Essai\_Quasi\_Sat\_1), la déformation volumique augmente continument et progressivement sous le chargement cyclique. En revanche, ceci est beaucoup moins marqué pour les deux autres échantillons. En effet, on constate que pour les essais Essai\_Quasi\_Sat\_2 et Essai\_Quasi\_Sat\_3, la déformation volumique reste quasi-constante sur toute la phase intermédiaire de comportement stable. Par exemple, l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_1 affiche une déformation de 0,90% au cycle critique. L'essai Essai\_Quasi\_Sat\_2 affiche une déformation volumique de 0,54% au cycle critique, et l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_3 une valeur de 0,50% de déformation volumique. En tenant compte de la précision du système de mesure, ainsi que les limites du montage, on peut au moins dire que les variations de volume pour ces deux échantillons sur cette phase intermédiaire sont petites par rapport aux variations volumiques enregistrées sur cette même période de comportement stable pour l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_1. La déformation volumique du premier échantillon est presque le double de celle des deux autres échantillons. Cette observation est cohérente avec ce qu'on peut attendre en théorie tenant compte des conditions initiales de saturations de ces deux échantillons. Plus le degré de saturation initial est faible, plus il y a une grande quantité d'air (compressible) dans le fluide poral et donc plus la déformation volumique induite par le chargement cyclique est potentiellement importante. Ce potentiel de déformation volumique plus important pour des niveaux de saturation initiaux plus faibles est cohérent avec un nombre de cycles de chargement avant le cycle critique plus important.

Egalement, les trois graphes de la Figure 124 permettent de mettre en évidence deux phases distinctes quant à la génération des surpressions interstitielles. Ces deux phases correspondent en termes de nombre de cycles aux deux phases identifiées sur le comportement mécanique, c'est-à-dire une première phase de comportement stable et une deuxième phase instable. Le cycle critique marque la frontière entre ces deux phases. On voit que jusqu'au cycle critique, la courbe du rapport de pression oscille. La pression de confinement étant maintenue constante, cette oscillation traduit une oscillation de la pression interstitielle. Cette oscillation est clairement visible pour les trois essais sur toute la phase de comportement stable. On remarque ensuite que pour les trois essais, le cycle critique marque l'arrêt des oscillations. La phase instable est alors caractérisée par une augmentation forte et linéaire du rapport de pressions. On peut supposer que ces oscillations visibles sur la première phase et qui ne sont plus présentes en phase instable sont liées au volume occupé par l'air dans le fluide poral. Pendant la phase de comportement stable, on a vu que le volume total de l'échantillon a diminué. L'eau étant supposée incompressible, cette réduction de volume est donc quasi assimilable à la réduction du volume d'air. Ainsi, une fois le volume d'air réduit d'une certaine quantité, la

compressibilité du fluide poral est réduite, ce qui peut expliquer le changement dans le schéma de génération des surpressions interstitielles.

Enfin, on veut mettre en évidence la relation qui existe entre le déclenchement de l'instabilité et le comportement volumique du sable de Fontainebleau initialement quasi-saturé. On constate sur les trois graphes de la Figure 124 que pour les trois échantillons, le fort développement de la déformation volumique, qui est un signe de l'initiation de l'instabilité et qui correspond en l'occurrence au cycle critique est simultanément au fort développement des surpressions interstitielles.

D'après ces résultats on ne peut donc pas conclure quant à une éventuelle chronologie des phénomènes. Ce qu'on observe ici néanmoins est un lien évident entre initiation de l'instabilité et forte génération de surpressions interstitielles. Il existe un lien fort entre le comportement volumique et le potentiel de liquéfaction d'un milieu granulaire initialement quasi-saturé.

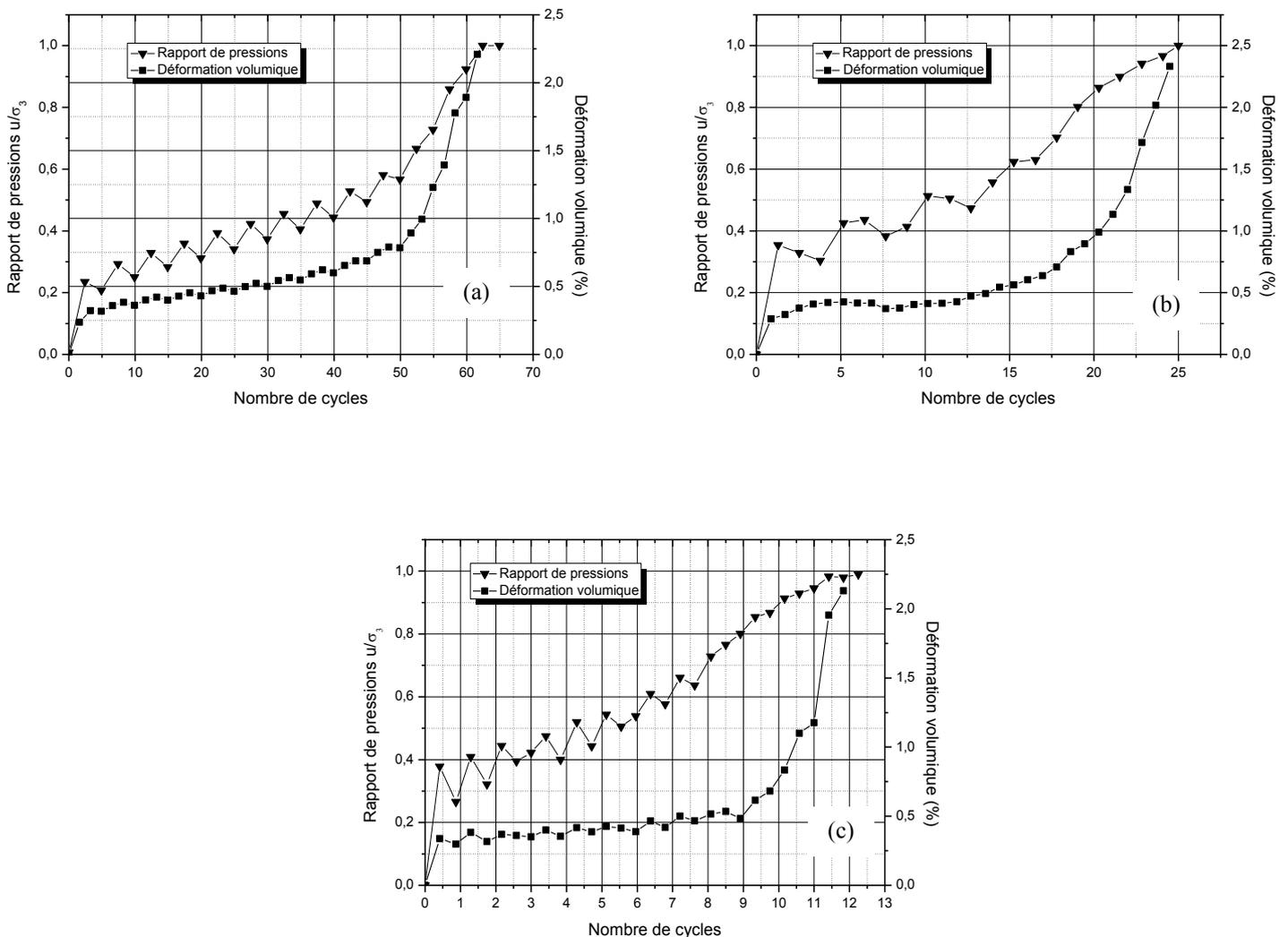


Figure 124 : Mise en parallèle de la génération de surpressions interstitielles avec la déformation volumique pour (a) Essai\_Quasi\_Sat\_1, (b) Essai\_Quasi\_Sat\_2, (c) Essai\_Quasi\_Sat\_3

### III.6 Comportement hydro-mécanique du sable de Fontainebleau initialement soumis à des conditions de quasi-saturation : instabilités et saturation progressive, phénomènes corrélés

La présence d'air dans le fluide poral induit une modification du comportement volumique du sable de Fontainebleau sous chargement cyclique. Concernant le risque de liquéfaction, on a vu que l'air a pour effet de retarder l'installation des instabilités de mode diffus au sein du matériau granulaire. La présence d'air implique également une déformation volumique non nulle, bien que l'essai soit réalisé en conditions de non drainage total.

La réduction du volume de l'échantillon entraîne en conséquence une modification de son degré de saturation. La Figure 125 présente un bilan de l'évolution du degré de saturation en fonction du nombre de cycles pour les trois essais de la zone quasi-saturée. On retrouve dans l'évolution ce paramètre l'effet retardateur induit par la présence initiale d'air dans le fluide poral : plus la quantité d'air initiale est grande, et plus il faut un grand nombre de cycles pour atteindre un état assimilable à la saturation totale.

On remarque également qu'à la fin du chargement, les trois échantillons ont atteint un degré de saturation très proche de 100%.

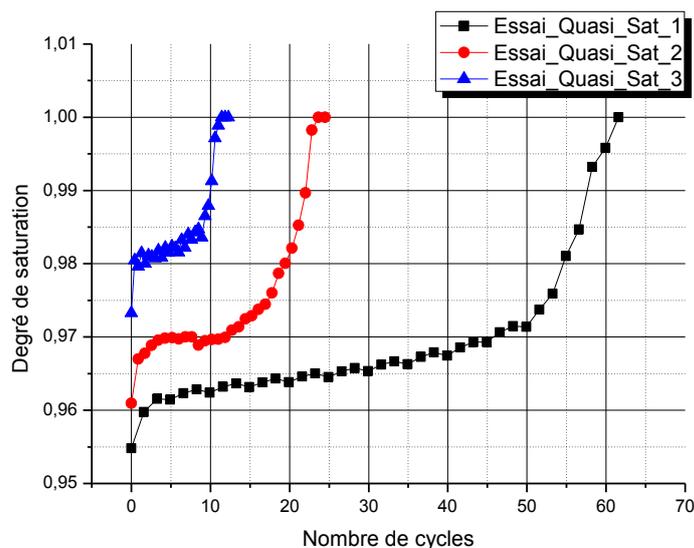


Figure 125 : Evolution du degré de saturation en fonction du nombre de cycles - Bilan des essais de la zone quasi-saturée

On s'intéresse maintenant à la relation entre l'initiation de l'instabilité et la saturation progressive du milieu granulaire sous l'application d'un chargement cyclique. Les trois graphes de la Figure 126 présentent pour chacun des trois essais de la zone quasi-saturée l'évolution de la déformation axiale mise en parallèle avec l'évolution du degré de saturation, en fonction du nombre de cycles.

L'observation de la déformation axiale nous donne le moment de l'initiation de l'instabilité, détectée lors de l'analyse du comportement mécanique. L'évolution du degré de saturation nous donne des informations quant au comportement hydrique du sable.

On représente par des traits en gras sur chacun des graphes la position du cycle critique, déterminé grâce à la perte de contrôlabilité. D'après ces résultats, il semble difficile de conclure avec certitude quant à une chronologie dans l'intervention des mécanismes. Est-ce la saturation du milieu qui entraîne l'initiation de l'instabilité puis la liquéfaction ? Ou est-ce l'instabilité qui entraîne la saturation du milieu puis la liquéfaction ? En effet, pour les trois essais, la forte augmentation de la saturation et le fort développement de la déformation axiale interviennent simultanément.

On peut néanmoins remarquer qu'au moment de l'initiation de l'instabilité, marqué par le cycle critique, le degré de saturation n'a pas encore atteint sa valeur maximum. Il est de 97,5% pour les échantillons des deux essais Essai\_Quasi\_Sat\_1 et Essai\_Quasi\_Sat\_2. Il est 98,5% pour le troisième échantillon (Essai\_Quasi\_Sat\_3). Ainsi, d'après ces résultats, on peut dire que ce n'est pas la saturation totale du milieu granulaire induite par le chargement cyclique qui provoque la liquéfaction. Cet indice pourrait éventuellement tendre à conforter l'hypothèse selon laquelle c'est l'initiation de l'instabilité au sein du matériau qui engendre l'effondrement de la structure, provoquant alors la saturation progressive, la forte augmentation des surpressions interstitielles et finalement la liquéfaction.

Toutes ces conclusions sont néanmoins à nuancer en tenant compte des limites qui sont les nôtres dans cette étude. Premièrement, les phénomènes observés sont des phénomènes qui interviennent très rapidement, voire brutalement. Le cycle critique marque l'initiation de l'instabilité, et la phase instable ne s'étend pas sur plus de quelques cycles. Les moyens de mesures, aussi précis soient-ils, ont une inertie de réponse. Ainsi, que ce soit la mesure de la pression interstitielle, de la déformation ou de la force, on doit garder en mémoire que celle-ci peut s'afficher avec un léger décalage temporel. La combinaison de la brutalité des phénomènes observés et de l'inertie temporelle des appareils de mesure font qu'il apparait difficile de conclure avec certitude quant à quel phénomène implique l'autre.

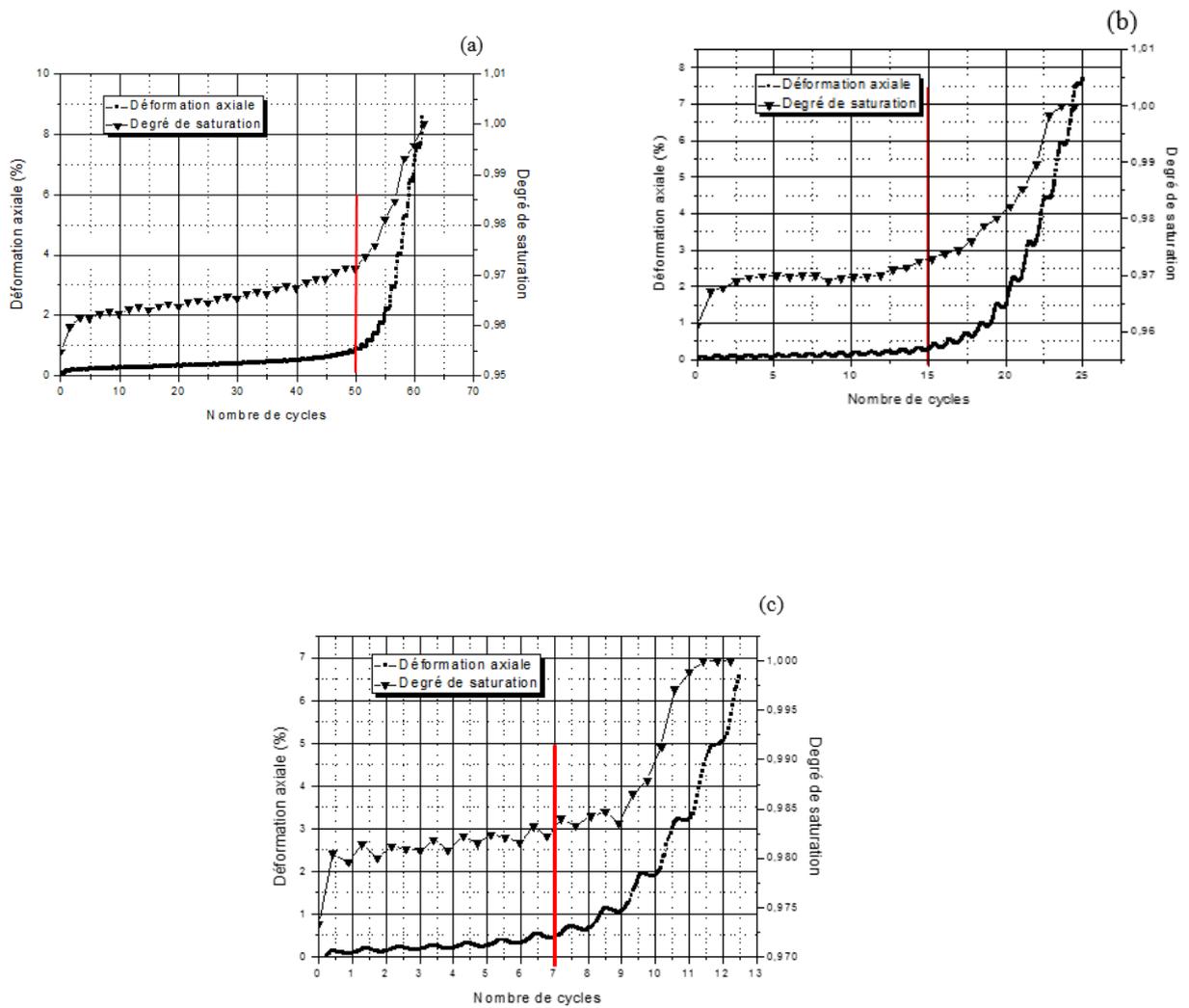


Figure 126 : Mise en parallèle du développement de la déformation axiale et du degré de saturation en fonction du nombre de cycles - Essais de la zone quasi-saturée

### III.7 Influence de la contrainte appliquée sur le comportement du sable de Fontainebleau quasi-saturé

Un quatrième essai a été réalisé dans la zone de quasi-saturation. Le protocole de reconstitution et de saturation partielle employé est le même que pour les trois autres échantillons. Les caractéristiques de l'échantillon testé sont les suivantes :

<b>Essai</b>	<b><math>e_c</math></b>	<b>Degré de saturation</b>	<b>B</b>
Essai_Quasi_Sat_4	0,85	0.96	0,85

**Tableau 23 : Caractéristiques de l'échantillon pour l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_4**

Cet échantillon a donc les mêmes caractéristiques initiales que l'échantillon de l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_2. Le déviateur cyclique appliqué pour l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_4 est de 50 kPa. On va donc étudier l'influence de la contrainte cyclique appliquée sur le comportement du sable de Fontainebleau quasi-saturé.

#### III.7.1 Comportement mécanique et liquéfaction

On présente dans un premier temps les résultats obtenus pour l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_4 qui permettent de mettre en évidence la réponse mécanique de cet échantillon au chargement cyclique. Les quatre graphes de la Figure 127 présentent : (a) l'évolution du déviateur des contraintes en fonction du nombre de cycles, (b) l'évolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles, (c) le chemin de contraintes et (d) l'évolution du déviateur des contraintes avec la déformation axiale.

On retrouve les principales caractéristiques observées sur les trois premiers échantillons de matériau quasi-saturé. Après un certain nombre de cycles où le déviateur des contraintes atteint l'amplitude de consigne (50 kPa) (graphe (a)) et la déformation axiale reste très faible (inférieure à 0,5%) (graphe (b)), on observe la perte de contrôlabilité de l'échantillon. Le cycle critique (70<sup>ème</sup> cycle) marque l'initiation de l'instabilité, qui se manifeste par la chute du déviateur des contraintes et le fort développement de la déformation axiale. On retrouve les caractéristiques d'un comportement instable typique. Le chemin des contraintes effectives (graphe (c)) migre progressivement vers l'origine du repère, signifiant l'augmentation progressive de la pression interstitielle sous le chargement cyclique. Le graphe (d) permet d'observer le développement rapide de la déformation résiduelle, dont l'amplitude augmente à chaque cycle, sur les derniers cycles de chargement.

On remarque qu'à la fin du chargement, le déviateur des contraintes a atteint une valeur résiduelle qui est non nulle ( $q_{résiduel} = 20$  kPa), contrairement aux échantillons précédents.

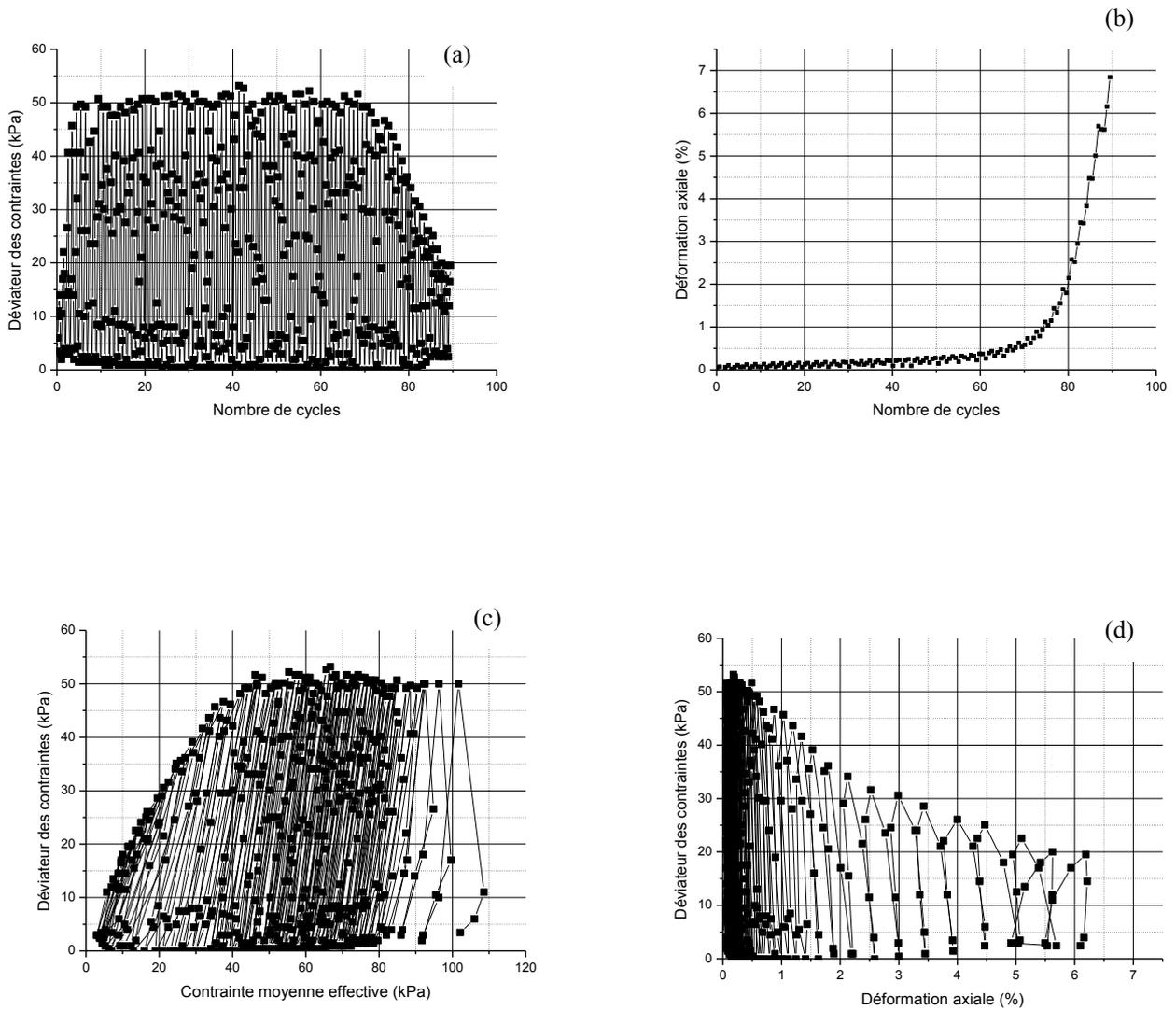
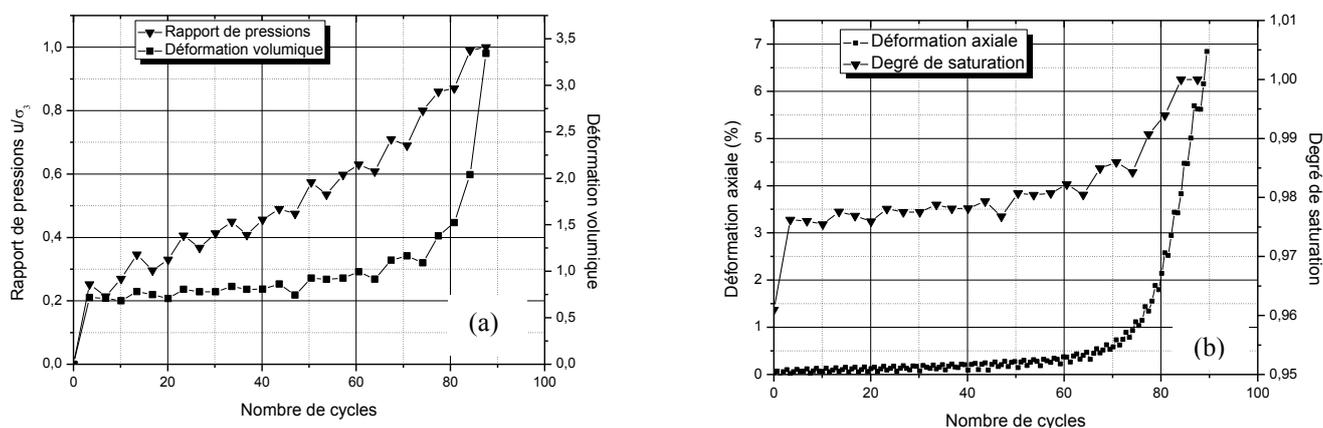


Figure 127 : Caractérisation du comportement mécanique pour l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_4 (a) Déviateur des contraintes en fonction du nombre de cycles, (b) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles (c) Chemin de contraintes, (d) Déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale

### III.7.2 Couplage hydromécanique

Les deux graphes de la Figure 128 présentent (a) l'évolution du rapport de pressions et celle de la déformation volumique avec le nombre de cycles et (b) l'évolution de la déformation axiale et celle du degré de saturation avec le nombre de cycles.

On retrouve sur cet essai les caractéristiques observées précédemment quant au couplage hydromécanique du comportement du sable de Fontainebleau quasi-saturé. Le 70ème cycle, identifié comme cycle critique marque une modification dans l'évolution de la déformation volumique ; c'est le signe de l'installation de la structure d'écoulement au sein de l'échantillon. Parallèlement, la pression interstitielle, qui oscillait sur les 70 premiers cycles montre une évolution forte et linéaire (graphe (a)). Au cycle critique, on constate également une inflexion des deux courbes sur le graphe (b) : le degré de saturation augmente fortement sur les 15 derniers cycles (comportement instable). Il passe d'une valeur de 98,9% à 100%. La modification de l'évolution du degré de saturation est simultanée au fort développement soudain de la déformation axiale.



**Figure 128 : Comportement hydromécanique de l'échantillon de l'essai Essai\_Quasi\_Sat\_4 (a) Evolution du rapport de pression et de la déformation volumique avec le nombre de cycles, (b) Evolution de la déformation axiale et du degré de saturation avec le nombre de cycles**

### III.7.3 Influence de la contrainte appliquée

Le Tableau 24 résume les principales caractéristiques obtenues entre les deux essais Essai\_Quasi\_Sat\_2 et Essai\_Quasi\_Sat\_4, correspondant à des essais réalisés sur deux échantillons dont le degré de saturation est de 96%. Il permet de mettre en évidence l'influence de la contrainte appliquée sur le comportement du sable de Fontainebleau quasi-saturé.

Essai	Essai_Quasi_Sat_2	Essai_Quasi_Sat_4
<b>Déviateur des contraintes appliqué</b>	70 kPa	50 kPa
<b>Cycle critique</b>	15 <sup>ème</sup> cycle	70 <sup>ème</sup> cycle
<b>Nombre de cycles avant liquéfaction</b>	25	85
<b>Déformation axiale finale</b>	7,5%	7%
<b>Rapport de pression au cycle critique</b>	0,6	0,7

Tableau 24 : Comparaison entre les principaux résultats obtenus entre les essais Essai\_Quasi\_Sat\_2 et Essai\_Quasi\_Sat\_4 - Influence de la contrainte appliquée

On constate que lorsque la contrainte appliquée diminue, il faut un plus grand nombre de cycles de chargement pour déclencher l'instabilité. Il faut également un plus grand nombre de cycles pour arriver dans un état de liquéfaction de l'échantillon. Egalement, le rapport de pression au cycle critique est d'autant plus élevé que la contrainte appliquée est faible. Ce qui signifie que si la contrainte appliquée est plus faible, le comportement stable est conservé pour une plus grande valeur de la pression interstitielle. On peut imaginer que l'endommagement du matériau est moins important lorsque la contrainte appliquée est plus faible, ce qui permet une plus grande augmentation de la pression interstitielle avant le déclenchement de la liquéfaction. On n'avait pas observé de différence sur ce paramètre entre les trois essais Essai\_Quasi\_Sat\_1, Essai\_Quasi\_Sat\_2 et Essai\_Quasi\_Sat\_3, ce qui signifie que la contrainte appliquée a un effet plus significatif sur la valeur de la pression interstitielle au cycle critique que le degré de saturation initial.

Afin d'évaluer si les effets de la variation de la contrainte appliquée sont les mêmes pour le domaine quasi-saturé que pour le domaine totalement saturé, on présente en Figure 129 les résultats d'un essai réalisé sur un échantillon totalement saturé, sur lequel un déviateur des contraintes de 50 kPa a été appliqué.

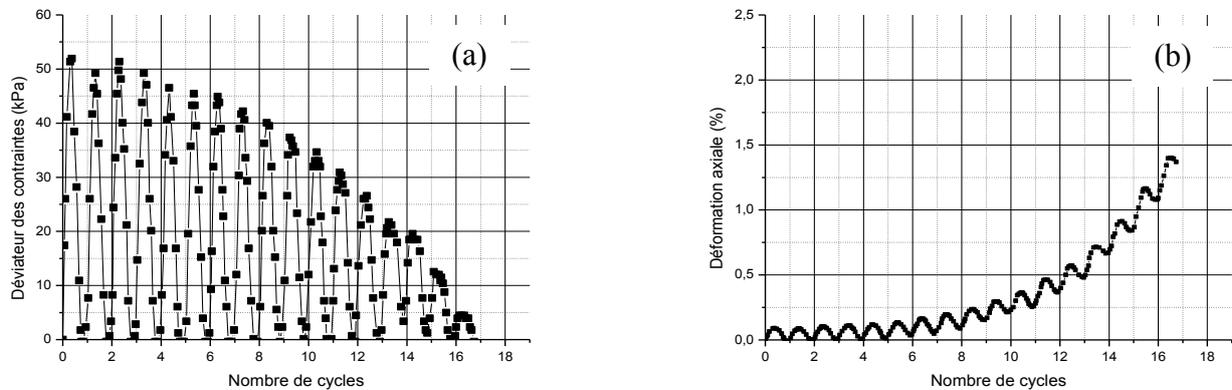
Le tableau suivant (Tableau 25) présente les paramètres de cet essai :

Essai	$e_c$	Degré de saturation	$\Delta q$ appliqué
Essai_Sat_3	0,85	1	50 kPa

Tableau 25 : Paramètres d'essai Essai\_Sat\_3

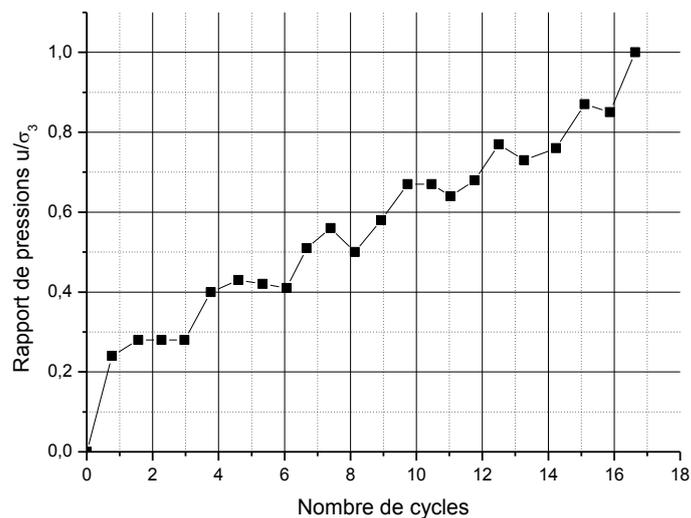
Le comportement mécanique présente les mêmes caractéristiques générales que les essais de la zone totalement saturée présentés précédemment. On retrouve l'initiation du comportement instable, manifestation d'une structure d'écoulement, et quantifiée par le cycle critique (Figure 129 graphe (a)). L'instabilité se manifeste également par le fort développement de la

déformation axiale (Figure 129 graphe (b)). Pour cet essai, on identifie le cycle critique au 7<sup>ème</sup> cycle, en se basant sur le développement de la déformation axiale.



**Figure 129 : Essai\_Sat\_3 - Comportement mécanique (a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction du nombre de cycles (b) Evolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles**

La Figure 130 présente l'évolution du rapport de pressions en fonction du nombre de cycles. On constate que comme précédemment il augmente progressivement sous le chargement cyclique, et ne présente pas de phases de vitesses de génération différentes contrairement aux échantillons quasi-saturés. A la fin du chargement, le rapport de pression égale la valeur de 1, signifiant que l'échantillon a liquéfié.



**Figure 130 : Evolution du rapport de pressions - Essai\_Sat\_3**

On s'intéresse maintenant à la comparaison entre cet essai Essai\_Sat\_3 et les deux premiers essais Essai\_Sat\_1 et Essai\_Sat\_2, afin d'étudier l'influence de la contrainte appliquée sur le comportement cyclique du sable de Fontainebleau totalement saturé.

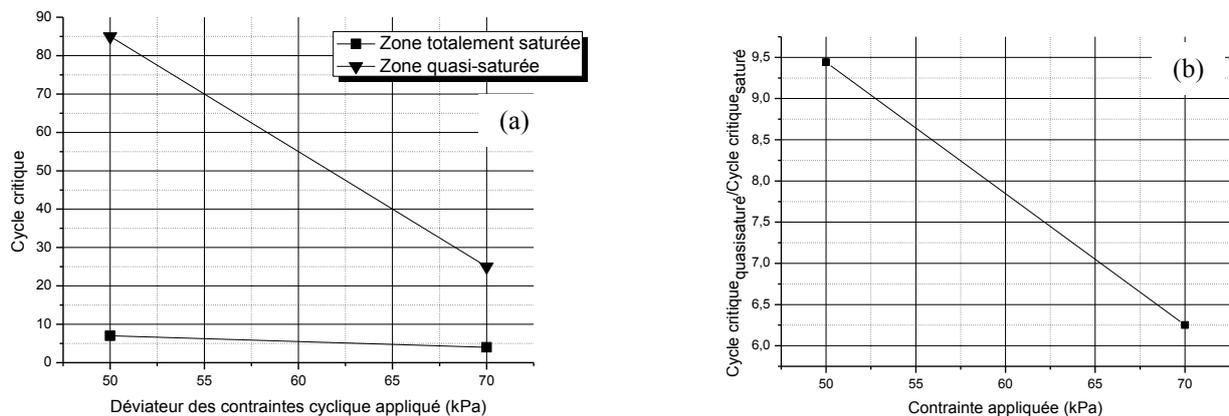
On rassemble dans le Tableau 26 les principaux résultats obtenus pour ces trois essais :

Essai	Cycle critique	Nombre de cycles avant liquéfaction	Rapport de pression au cycle critique	Déviateur des contraintes appliqué
Essai_Sat_1	4 <sup>ème</sup> cycle	12	0,4	70 kPa
Essai_Sat_2	4 <sup>ème</sup> cycle	12	0,4	70 kPa
Essai_Sat_3	7 <sup>ème</sup> cycle	17	0,5	50 kPa

**Tableau 26 : Comparaison des résultats obtenus pour les essais Essai\_Sat\_1, Essai\_Sat\_2 et Essai\_Sat\_3 - Influence de la contrainte**

On constate d'après ces résultats que la diminution de la contrainte appliquée entraîne un plus grand nombre de cycles pour déclencher l'instabilité (cycle critique) et la liquéfaction. Egalement, on remarque que le rapport de pression au cycle critique est d'autant plus élevé que la contrainte appliquée est faible. On identifie donc un comportement analogue vis-à-vis des effets de la contrainte appliquée entre les zones totalement saturée et quasi-saturée.

On représente sur le graphe (a) de la Figure 131 la position du cycle critique en fonction de la contrainte appliquée, pour les résultats obtenus dans les deux domaines totalement saturé et quasi-saturé. D'après ces résultats, il semble que les effets de la contrainte sont d'autant plus marqués que le niveau de saturation initial est faible. En effet, la position du cycle critique varie peu en fonction de la contrainte appliquée pour les deux échantillons totalement saturés (points carrés). Au contraire, la position du cycle critique est 3,5 fois plus petite pour 70 kPa de contrainte appliquée que pour 50 kPa pour les échantillons quasi-saturés. Le graphe (b) présente le rapport des cycles critiques en fonction de la contrainte appliquée, c'est-à-dire le cycle critique de l'échantillon quasi-saturé sur le cycle critique de l'échantillon saturé pour la même contrainte appliquée. Il y a un rapport de 1,5 entre les deux points, ce qui signifie que l'augmentation de la contrainte appliquée de 50 kPa à 70 kPa diminue de 1,5 fois le nombre de cycles de chargement appliqués avant de déclencher l'instabilité pour le matériau quasi-saturé par rapport aux conditions de saturation totale.



**Figure 131 : Influence de la contrainte appliquée (a) Cycle critique en fonction de la contrainte appliquée (b) Rapport du cycle critique quasi-saturé sur cycle critique saturé en fonction de la contrainte**

#### IV. Investigation de la zone non saturée

Deux essais ont été réalisés pour l'investigation de la zone non saturée telle que définie dans le cadre théorique. On rappelle que pour ces essais, un dispositif expérimental spécial avait été développé au laboratoire. Cet équipement particulier, appelé plaque tensiométrique (ou Negative Water Column) permet d'imposer des conditions de succion initiales particulières à l'échantillon triaxial. Les essais ont été réalisés en conditions de non drainage total, que ce soit pour l'eau comme pour l'air.

Le chargement a été appliqué dans les mêmes conditions de pression de confinement et de fréquence que les essais des autres zones d'états de saturation. Les échantillons ont été reconstitués selon la même procédure, induisant ainsi une structure granulaire initiale identique pour tous les échantillons des essais présentés dans ce manuscrit.

Compte tenu des caractéristiques mécaniques particulières induites par la non saturation initiale des échantillons, notamment l'augmentation de la résistance au cisaillement et la plus grande rigidité des échantillons, le chargement a été appliqué par paliers de contraintes croissant, jusqu'à des valeurs élevées de l'ordre de 300 kPa.

Le tableau suivant (Tableau 27) rappelle les caractéristiques principales des échantillons testés pour cette troisième phase d'essais :

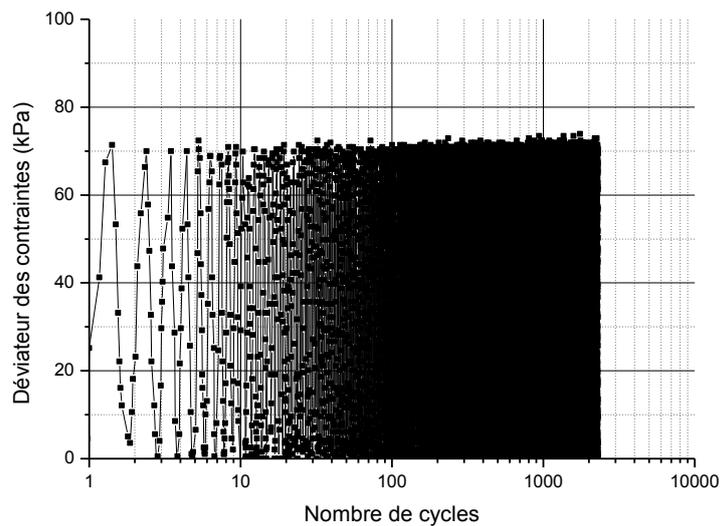
Nom	$e_c$	Succion (kPa)	Degré de saturation Initial	B
Essai_Non_Sat_1	0,85	2	0,90	-
Essai_Non_Sat_2	0,85	3	0,80	-

**Tableau 27 : Caractéristiques principales des échantillons testés pour la phase d'investigation de la zone non saturée**

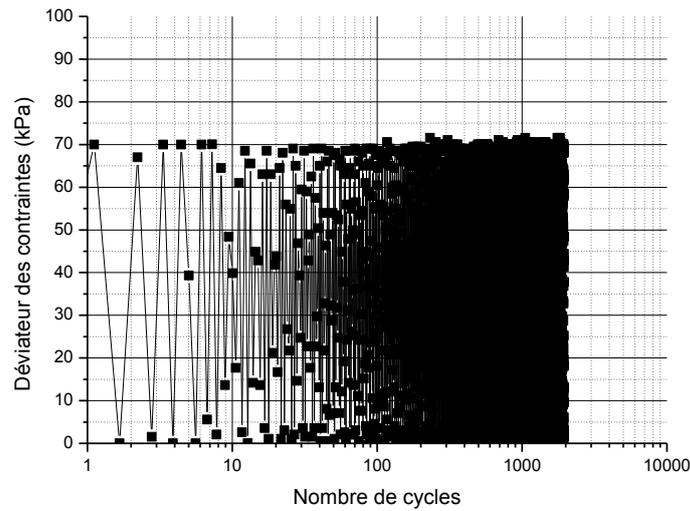
On s'intéresse dans un premier temps à observer le comportement hydromécanique des deux échantillons non saturés dans les mêmes conditions de contrainte que les essais précédemment présentés. Ceci correspond au premier palier de chargement appliqué aux échantillons non saturés ( $q = 70$  kPa).

#### IV.1 Comportement mécanique du sable de Fontainebleau non saturé

On s'intéresse au comportement mécanique des deux échantillons non saturés. Les figures Figure 132 et Figure 133 présentent l'évolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles, pour les essais Essai\_Non\_Sat\_1 et Essai\_Non\_Sat\_2 respectivement. On constate que pour les deux échantillons, le chargement cyclique est appliqué à une amplitude de 70 kPa, qui est maintenue, et ce sur un nombre de cycles élevé (2250 cycles pour le premier essai, et 1900 cycles pour le second). L'amplitude consigne de la contrainte est atteinte et maintenue sur toute la période d'application de ce premier palier.



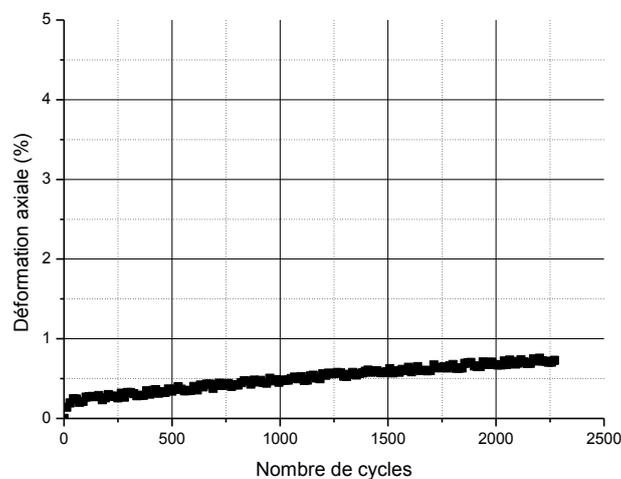
**Figure 132 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles - Essai\_Non\_Sat\_1 -  
Succion initiale 2 kPa - Palier 70 kPa**



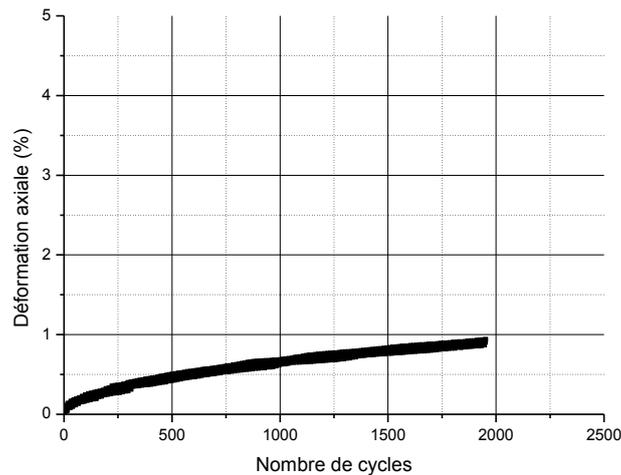
**Figure 133 : Evolution du déviateur des contraintes avec le nombre de cycles - Essai\_Quasi\_Sat\_2 - Succion initiale 3 kPa - Palier 70 kPa**

Parallèlement, les figures Figure 134 et Figure 135 présentent l'évolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles, pour les deux essais. L'allure générale est analogue pour les deux essais, c'est-à-dire une augmentation continue de la déformation, mais qui reste maintenue dans une gamme de valeur faible compte tenu du nombre de cycles appliqués, inférieures à 1%. Le matériau reste donc dans une gamme de petites déformations, traduisant une grande rigidité du matériau, induite par les conditions de non-saturation initiales.

Par analogie à ce qui été décrit précédemment pour les autres zones d'état de saturation, on peut qualifier ce comportement de comportement stable. La contrainte consigne est atteinte, la déformation axiale ne présente pas une augmentation brutale et aucun signe d'instabilité n'est détecté.



**Figure 134 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles - Essai\_Non\_Sat\_1 - Succion initiale 2 kPa - Palier 70 kPa**



**Figure 135 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles - Essai\_Non\_Sat\_2 - Succion initiale 3 kPa - Palier 70 kPa**

Comparons ces résultats avec ceux obtenus pour les essais des deux autres zones. Etant donné le nombre de cycles de chargement impliqués pour les essais de la zone non saturée, on décide de normaliser le taux de déformation axiale mesuré par le nombre de cycles. On obtient alors un taux moyen de déformation par cycle. Puisque les deux échantillons non saturés ne présentent pas de phase de comportement instable, on considère le taux de déformation axiale sur la phase de comportement stable pour tous les échantillons.

On résume dans le tableau suivant (Tableau 28) les taux de déformation axiale normalisée pour chacun des essais :

Essai	Degré de saturation initial	Déformation axiale phase stable (%)	Nombre de cycles phase stable	Déformation axiale normalisée (%/cycle)
Essai_Sat_1	1	0,10	4	0,025
Essai_Sat_2	1	0,13	4	0,03
Essai_Quasi_Sat_3	0,973	0,45	7	0,064
Essai_Quasi_Sat_2	0,96	0,27	15	0,018
Essai_Quasi_Sat_1	0,95	0,96	50	0,019
Essai_Non_Sat_1	0,90	0,69	Au moins 2250	0,00031
Essai_Non_Sat_2	0,80	0,93	Au moins 1950	0,00048

**Tableau 28 : Déformation axiale normalisée par le nombre de cycles sur la phase de comportement stable pour tous les essais**

Ce qu'on retient en particulier de ces valeurs c'est surtout l'ordre de grandeur des déformations axiales normalisées obtenues en fonction de la zone d'investigation d'état de saturation. En effet, si pour les zones saturée et quasi-saturée, les rapports obtenus sont de l'ordre de  $10^{-2}$ , on obtient des rapports de l'ordre de  $10^{-4}$  pour les deux échantillons de la zone non saturée. Autrement dit, on divise par 100 la déformation par cycle entre la zone non saturée et les autres zones d'états de saturation. Ce qui implique que pour un cycle, dans les mêmes conditions de

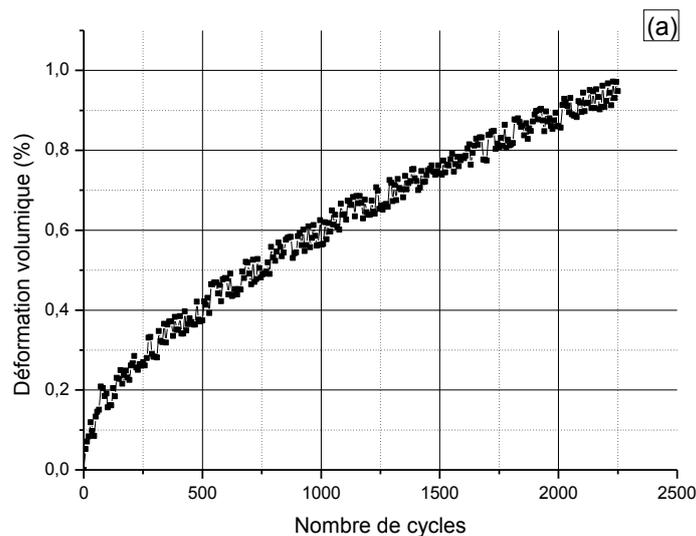
contraintes, on a beaucoup moins de déformation (en moyenne) lorsqu'une succion positive initiale règne au sein du matériau granulaire. Ce résultat est en accord avec ce qui est attendu par la théorie de la mécanique des sols non saturés.

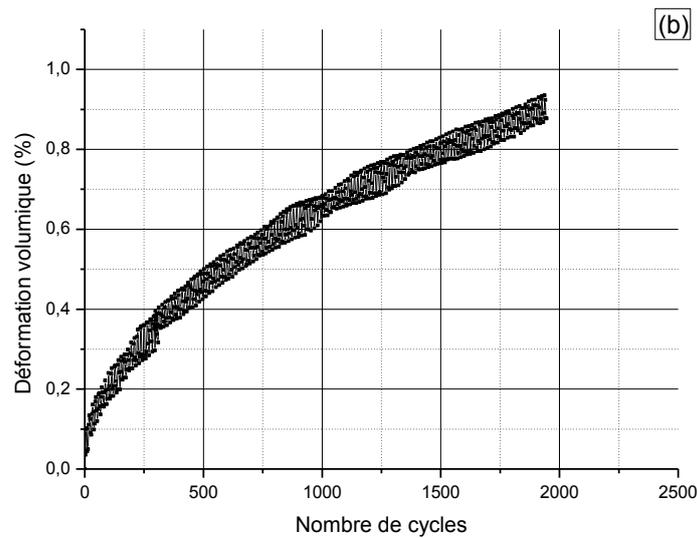
La déformation axiale mesurée pour les deux échantillons non saturés n'est cependant pas nulle. Elle atteint en moyenne presque 1% pour les deux échantillons. Ce taux de déformation peut être lié à un endommagement du matériau sous l'application longue et répétée du chargement. On peut également penser à l'influence de la présence d'air comme fluide poral, qui induit un comportement volumique modifié par rapport au comportement totalement saturé.

Afin d'étudier l'influence de l'air en tant que fluide poral compressible sur le comportement des deux échantillons non saturés, on présente l'évolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles.

Les deux graphes de la Figure 136 présente l'évolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles pour (a) l'échantillon de l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 et (b) l'échantillon de l'essai Essai\_Non\_Sat\_2.

On constate que les deux échantillons subissent une déformation volumique positive, traduisant une réduction du volume total de l'échantillon. On voit ici l'influence de l'air en tant que fluide poral compressible sur le comportement volumique des échantillons.





**Figure 136 : Evolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles pour (a) Essai\_Non\_Sat\_1 et (b) Essai\_Non\_Sat\_2 - Palier 70 kPa**

Comparons ces valeurs de déformations volumiques avec celles mesurées pour les trois essais de la zone quasi-saturée. Comme pour la déformation axiale, il convient de comparer ces résultats à nombre de cycles équivalent. On présente dans le Tableau 29 les valeurs de déformation volumique moyenne normalisée par le nombre de cycles, enregistrée sur les phases de comportement stable :

Essai	Degré de saturation initial	Déformation volumique phase stable (%)	Nombre de cycles phase stable	Déformation volumique normalisée (%/cycle)
Essai_Quasi_Sat_3	0,973	0,5	7	0,07
Essai_Quasi_Sat_2	0,96	0,5	15	0,03
Essai_Quasi_Sat_1	0,95	0,75	50	0,015
Essai_Non_Sat_1	0,90	0,95	2250	0,00042
Essai_Non_Sat_2	0,80	0,88	1950	0,00045

**Tableau 29 : Déformation volumique normalisée par le nombre de cycles sur la phase de comportement stable pour les essais des zones non saturée et quasi-saturée**

On constate comme précédemment une nette différence dans les ordres de grandeur obtenus pour les valeurs de déformations volumiques normalisées. En effet, si les deux essais non saturés affichent des valeurs de déformation volumique normalisée de l'ordre de  $10^{-4}$ , les essais de la zone quasi-saturée donnent des valeurs de l'ordre de  $10^{-2}$ , soit un facteur de réduction 100 de la zone non saturée par rapport à la zone quasi-saturée.

Si on fait maintenant le bilan entre les paramètres de déformation axiale normalisée et de déformation volumique normalisée, on constate que dans tous les cas les échantillons initialement non saturés présentent un comportement mécanique clairement distinct du comportement des échantillons des autres zones. On a remarqué que, à nombre de cycle équivalent, la non saturation induit une déformation axiale beaucoup plus faible que la saturation totale ou la saturation partielle. D'un autre côté, la déformation volumique mesurée

sur les échantillons non saturés reste elle aussi très faible par rapport à la déformation volumique moyenne enregistrée pour les autres zones de saturation, pour l'amplitude de contrainte considérée.

Il convient de noter que ces fortes différences dans les ordres de grandeur obtenus peuvent également s'expliquer en partie par le gaz présent dans l'espace poral ; compte tenu du procédé de saturation des échantillons de la zone quasi-saturée, le gaz poral est du CO<sub>2</sub>. Pour les échantillons de la zone non saturée, c'est de l'air. On peut alors imaginer que la nature du gaz peut avoir une influence sur les résultats obtenus.

#### IV.2 Bilan

Deux échantillons soumis à des conditions de non-saturation initiales ont été testés. Les paramètres d'application du chargement ont été fixés dans les mêmes conditions que tous les essais des zones totalement saturée et quasi-saturée.

On a pu apprécier à travers ces résultats l'augmentation de la rigidité du matériau induite par la succion, par rapport au matériau totalement saturé, dans la gamme de contrainte considérée. En effet, à contrainte égale (phase de comportement stable), la déformation axiale moyenne (par cycle) est réduite par un facteur 100 entre les essais de la zone non saturée et les essais des autres zones.

On a enregistré pour ces deux essais de la zone non saturée une déformation volumique non nulle. Ce résultat est cohérent avec la présence d'air en tant que fluide poral (compressible). Néanmoins, en comparant à contrainte égale et nombre de cycles équivalent (déformation volumique moyenne), on constate que la déformation volumique engendrée sur les échantillons non saturés est 100 fois moins importante que les déformations volumiques mesurées sur les échantillons des autres zones, pour la contrainte appliquée. On peut ainsi dire que sous ce premier palier de contrainte, les effets de la succion tendant à augmenter la rigidité du matériau non saturé par rapport au matériau totalement saturé ont bien été constatés.

On observe que dans les mêmes conditions de matériau, contrainte, fréquence, pression de confinement, densité et structure granulaire, les échantillons non saturés ne présentent aucun signe d'instabilité, ni de comportement liquéfiant, contrairement aux échantillons des zones totalement saturée et quasi-saturée.

D'après ces résultats, la présence d'une succion initiale dans ces conditions a permis de préserver le sable de Fontainebleau vis-à-vis du risque de liquéfaction en comparaison avec des conditions de saturation totale ou quasi-totale.

## V. Etude de l'influence de paramètres hydromécaniques sur le comportement instable non saturé du sable de Fontainebleau

On s'intéresse maintenant à l'influence de certains paramètres sur le comportement du sable de Fontainebleau non saturé. En particulier, on étudie l'influence de la contrainte appliquée, ainsi que celle de la succion initiale.

### V.1 Influence de la contrainte appliquée sur le comportement du sable de Fontainebleau non saturé

Un chargement par paliers de contrainte a été appliqué aux deux échantillons non saturés. On présente dans le tableau suivant (Tableau 30) les amplitudes pour chacun des paliers.

<b>Palier</b>	<b>Déviateur des contraintes (kPa)</b>
Palier 1	70
Palier 2	100
Palier 3	130
Palier 4	150
Palier 5	200
Palier 6	250
Palier 7	300
Palier 8	350

**Tableau 30 : Amplitude du déviateur des contraintes pour chaque palier de chargement des essais sur échantillons de sable non saturé**

L'échantillon de l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 a été soumis aux sept premiers paliers de chargement, tandis que l'échantillon de l'essai Essai\_Non\_Sat\_2 a été soumis à l'ensemble des paliers de chargement.

On présente dans le Tableau 31 le nombre de cycles de chargement appliqués par palier pour les deux essais :

<b>Palier</b>	<b>Nombre de cycles appliqués</b>	
	<i>Essai_Non_Sat_1</i>	<i>Essai_Non_Sat_2</i>
Palier 1 (q=70 kPa)	2250	1950
Palier 2 (q=100 kPa)	546	918
Palier 3 (q=130 kPa)	2331	1494
Palier 4 (q=150 kPa)	469	65
Palier 5 (q=200 kPa)	977	4137
Palier 6 (q=250 kPa)	534	568
Palier 7 (q=300 kPa)	1220	481
Palier 8 (q=350 kPa)	-	371
<b>Total</b>	<b>8327</b>	<b>9984</b>

**Tableau 31 : Nombre de cycles de chargement appliqués par palier pour les deux essais de la zone non saturée**

Les figures suivantes (Figure 137 et Figure 138) présentent l'évolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles, pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 et Essai\_Non\_Sat\_2

respectivement. On présente également en parallèle les amplitudes de déviateur des contraintes consignes pour chaque palier de chargement.

On constate sur ces deux figures que la déformation axiale se développe progressivement sous l'application du chargement cyclique. Elle atteint un taux final élevé pour les deux échantillons : 17% de déformation axiale finale pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 et 17,5% de déformation axiale finale pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_2.

On remarque que chaque palier de chargement induit une modification du taux de génération de la déformation axiale. Ceci se traduit par un changement de pente de la courbe de la déformation axiale au début de chaque palier de chargement. La réponse de la déformation axiale à l'augmentation de la contrainte appliquée est immédiate.

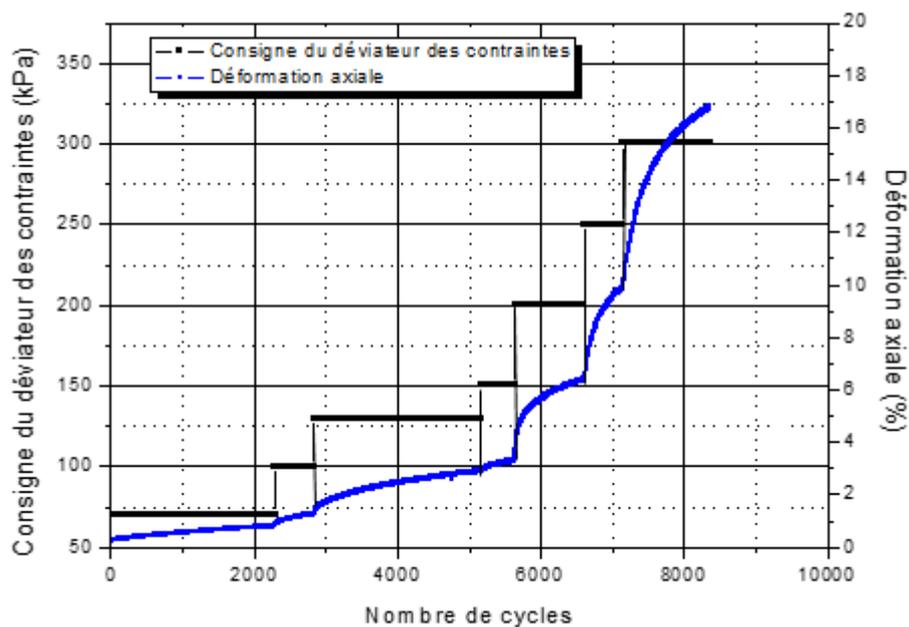
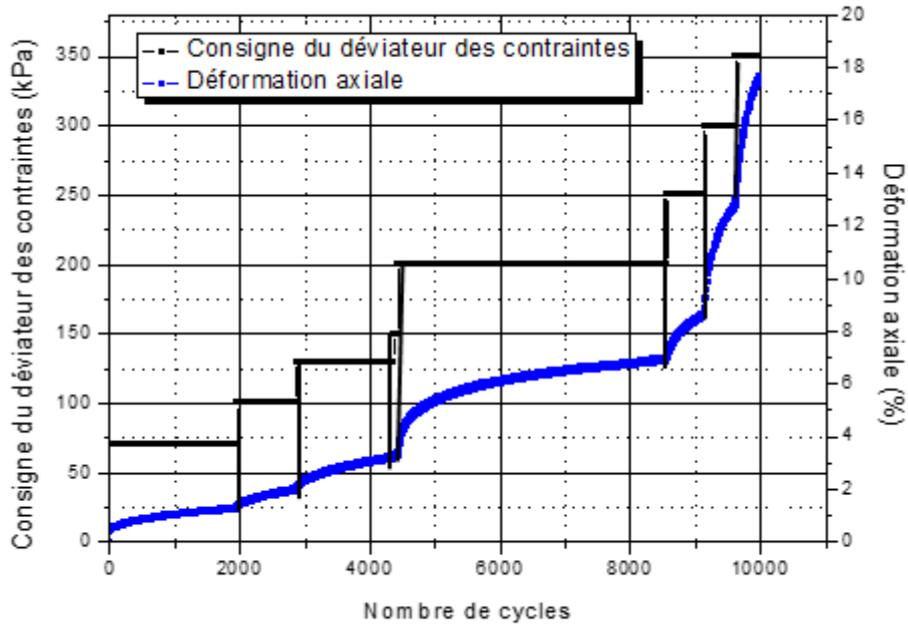


Figure 137 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles et amplitude consignée du déviateur des contraintes appliqué - Essai\_Non\_Sat1 - Succion initiale 2 kPa



**Figure 138 : Evolution de la déformation axiale avec le nombre de cycles et amplitude consigne du déviateur des contraintes appliqué - Essai\_Non\_Sat\_2 - Succion initiale 3 kPa**

## V.2 Identification d'un comportement instable sur le sable de Fontainebleau non saturé soumis à un chargement cyclique

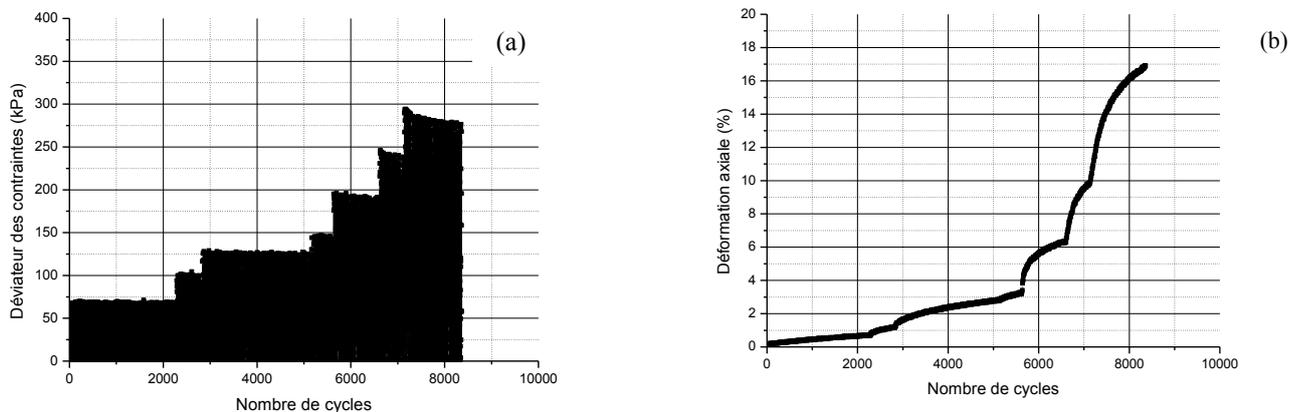
On présente sur les figures Figure 139 et Figure 140 les résultats obtenus pour l'ensemble des paliers de chargement, pour les deux essais de la zone non saturée. Pour les deux figures, les graphes notés (a) correspondent à l'évolution du déviateur des contraintes en fonction du nombre de cycles. Les graphes notés (b) correspondent à l'évolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles.

Ces quatre graphes permettent de mettre en évidence deux phases identifiées dans le comportement du sable de Fontainebleau, pour les deux succions initiales testées. Par analogie au comportement identifié sur les échantillons totalement saturés et quasi-saturés, on retrouve pour les deux échantillons non saturés une phase de comportement stable et une phase de comportement instable.

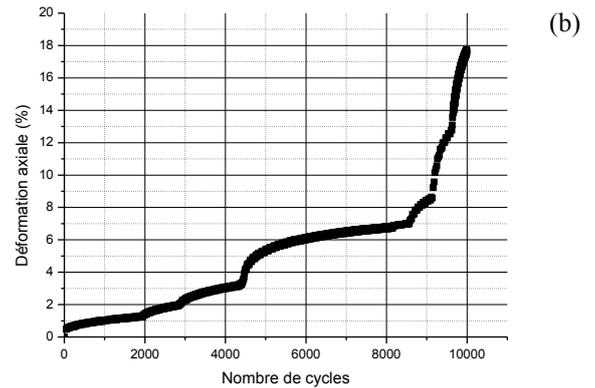
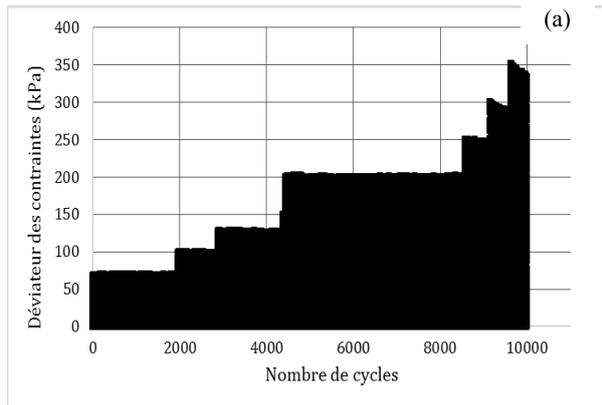
Pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 ( $S_{r,i} = 0,90$ ), la phase de comportement stable s'étend du début de l'essai jusqu'au 5596<sup>ème</sup> cycle, soit sur les quatre premiers paliers de chargement (Figure 139). Elle est caractérisée par une amplitude constante du déviateur des contraintes, signe que la contrainte consigne est bien atteinte, et par un développement progressif de la déformation axiale. A la fin de la phase de comportement stable, la déformation axiale a atteint un taux de 3,5%. Dès l'application du cinquième palier de contrainte, correspondant à une valeur de déviateur des contraintes de 200 kPa, on constate que l'amplitude de la contrainte diminue progressivement avec l'augmentation du nombre de cycles. On retrouve ici une caractéristique de la perte de contrôlabilité de l'échantillon. Parallèlement, la courbe de la déformation axiale marque un point d'inflexion au même nombre de cycles (5597). A partir de ce cycle, qu'on peut assimiler au cycle critique, la déformation axiale augmente fortement, présentant un taux de

génération beaucoup plus élevée que pour les cycles précédents. Jusqu'à la fin du chargement, la déformation axiale continue d'augmenter, pour atteindre un taux final de 17,5%. Ces signaux d'instabilité sont observés pour les trois derniers paliers de chargement.

On retrouve le même comportement général pour le deuxième essai de la zone non saturée. Comme on peut constater sur le graphe (a) de la Figure 140, l'amplitude consigne du déviateur des contraintes est bien atteinte pour les six premiers paliers de chargement, soit jusqu'à 9132 cycles de chargement. Parallèlement, la déformation présente une augmentation continue et régulière jusqu'à un taux de 8,5%. L'application du septième palier de chargement ( $q = 300$  kPa) marque une modification du comportement de l'échantillon. Pour les deux derniers paliers de chargement, on observe une perte de contrôlabilité de l'échantillon, à travers la diminution progressive du déviateur des contraintes malgré l'asservissement en contrainte de l'essai, ainsi que par la modification du taux de génération de la déformation axiale. Pour cet échantillon, on remarque une particularité au début du palier  $q = 200$  kPa. L'évolution de la déformation axiale présente une légère inflexion. Néanmoins, elle ne se développe pas brusquement et fortement comme pour les derniers paliers par exemple, puisqu'on voit qu'elle poursuit une augmentation continue et régulière. C'est la raison pour laquelle on a continué à appliquer le chargement, et qu'on ne considère pas que cette modification dans le développement de la déformation axiale soit assez significative pour traduire un début d'instabilité.

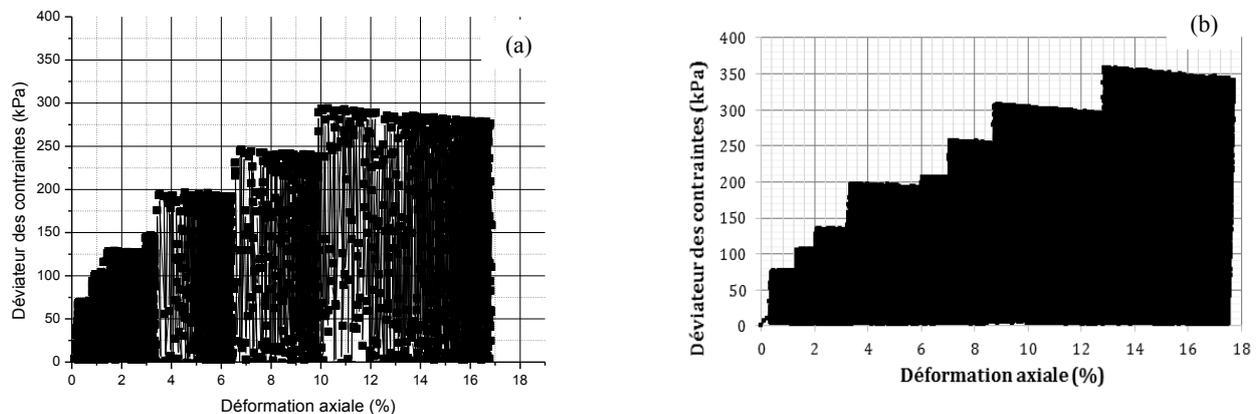


**Figure 139 : Evolution (a) du déviateur des contraintes et de (b) la déformation axiale en fonction du nombre de cycles - Essai\_Non\_Sat\_1 - Succion initiale 2 kPa**



**Figure 140 : Evolution (a) du déviateur des contraintes et de (b) la déformation axiale en fonction du nombre de cycles - Essai\_Non\_Sat\_2 - Succion initiale 3 kPa**

Les deux graphes de la Figure 141 représentent l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 (graphe (a)) et Essai\_Non\_Sat\_2 (graphe (b)). Ici, on peut constater que pour les deux essais, la déformation axiale se développe fortement sur les derniers paliers de chargement. En mettant en parallèle ces deux graphes avec les graphes notés (a) des figures Figure 139 et Figure 140, on voit bien que ces derniers paliers correspondent à un faible nombre de cycles relativement à l'ensemble de l'essai, mais une grande valeur de déformation axiale.



**Figure 141 : Comportement contrainte-déformation pour (a) Essai\_Non\_Sat\_1 et (b) Essai\_Non\_Sat\_2**

Dans le Tableau 32 on rassemble la déformation axiale moyenne par cycle pour chaque palier de chargement, pour les deux essais de la zone non saturée. Comme précédemment, on s'intéresse aux ordres de grandeur de ce taux de déformation moyenne.

Pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_1, l'instabilité est clairement détectée à travers ce paramètre. En effet, on voit bien que la déformation moyenne par cycle change d'ordre de grandeur au palier 5. La déformation axiale par cycle est multipliée par 10 entre le palier 4 et le palier 5. On

confirme le comportement instable observé précédemment sur les trois derniers paliers de chargement.

Pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_2, la différence est moins nette. En effet, on voit que la déformation axiale par cycle présente plus de variation entre les différents paliers de chargement. Néanmoins, on voit bien que sur les deux derniers paliers de chargement, le taux de déformation axiale moyen par cycle est nettement supérieur que ceux pour les autres paliers. Le comportement instable est bien visible sur les deux derniers paliers de chargement.

Palier	Déformation axiale/cycle	
	<i>Essai_Non_Sat_1</i>	<i>Essai_Non_Sat_2</i>
<b>Palier 1 (q = 70 kPa)</b>	0,0003	0,00048
<b>Palier 2 (q = 100 kPa)</b>	0,00097	0,0011
<b>Palier 3 (q = 130 kPa)</b>	0,00073	0,00081
<b>Palier 4 (q = 150 kPa)</b>	0,00064	0,0014
<b>Palier 5 (q = 200 kPa)</b>	0,0033	0,00085
<b>Palier 6 (q = 250 kPa)</b>	0,0063	0,0032
<b>Palier 7 (q = 300 kPa)</b>	0,0057	0,0083
<b>Palier 8 (q = 350 kPa)</b>	-	0,013

**Tableau 32 : Déformation axiale moyenne par cycle pour chaque palier de chargement, pour les deux essais de la zone non saturée**

### V.3 Influence de la succion initiale et de la quantité d'air initiale sur le comportement instable du sable de Fontainebleau

On a observé deux phases dans le comportement des deux échantillons soumis à des conditions de succions initiales. On s'intéresse maintenant aux différences entre les deux échantillons, afin d'étudier l'influence de la valeur de la succion initiale sur le comportement instable du sable de Fontainebleau.

Afin de faire une comparaison pertinente des deux échantillons, il est important de noter qu'au moment de l'instabilité, les deux échantillons ne se trouvent pas dans des états de densité et de saturation identiques. Les tableaux suivants résument le nombre de cycles cumulés (Tableau 33), les états de densité (Tableau 34) et de saturation (Tableau 35) pour les paliers de la phase de comportement instable, pour chacun des deux échantillons.

<b>Palier</b>	<b>Nombre de cycles cumulé au début du palier</b>	
	<i>Essai_Non_Sat_1</i>	<i>Essai_Non_Sat_2</i>
Palier 5	5596	-
Palier 6	6573	-
Palier 7	7107	9132
Palier 8	-	9613

**Tableau 33 : Nombre de cycles cumulés pour chaque palier de chargement de la phase instable**

<b>Palier</b>	<b>Indice des vides</b>	
	<i>Essai_Non_Sat_1</i>	<i>Essai_Non_Sat_2</i>
Palier 5	0,79	-
Palier 6	0,75	-
Palier 7	0,725	0,71
Palier 8	-	0,66

**Tableau 34 : Etats de densité pour les paliers de chargement de la phase de comportement instable**

<b>Palier</b>	<b>Degré de saturation</b>	
	<i>Essai_Non_Sat_1</i>	<i>Essai_Non_Sat_2</i>
Palier 5	0,975	-
Palier 6	1	-
Palier 7	1	0,96
Palier 8	-	1

**Tableau 35 : Etats de saturation pour les paliers de chargement de la phase de comportement instable**

Pour compléter ces données, les graphes des figures suivantes (Figure 142 et Figure 143) présentent les résultats obtenus quant à l'évolution de l'indice des vides et du degré de saturation pour les deux essais. On repère sur les graphes par des lignes verticales la position du cycle critique pour chacun des deux essais.

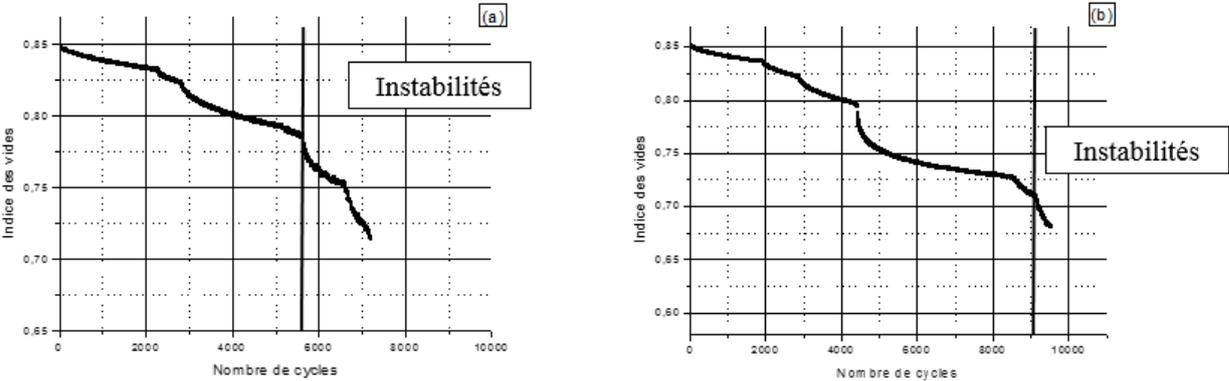


Figure 142 : Evolution de l'indice des vides avec le nombre de cycles pour (a) Essai\_Non\_Sat\_1 et (b) Essai\_Non\_Sat\_2

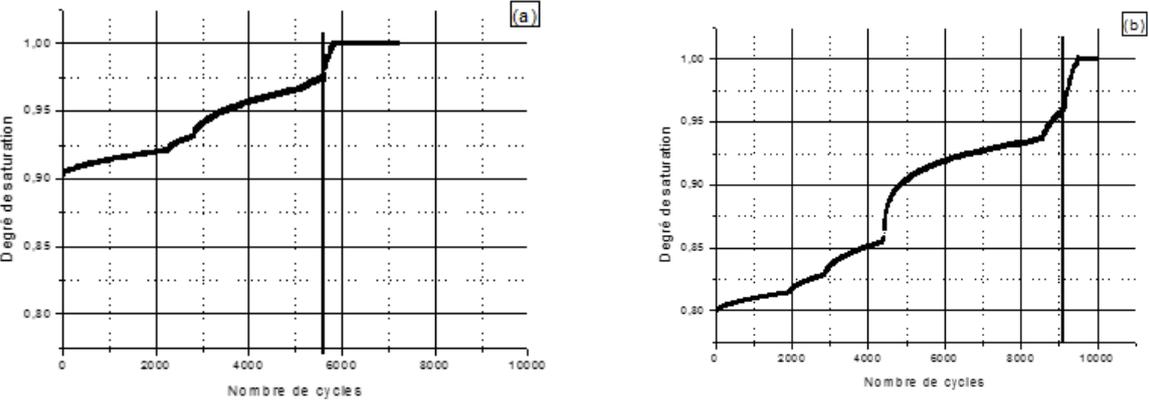
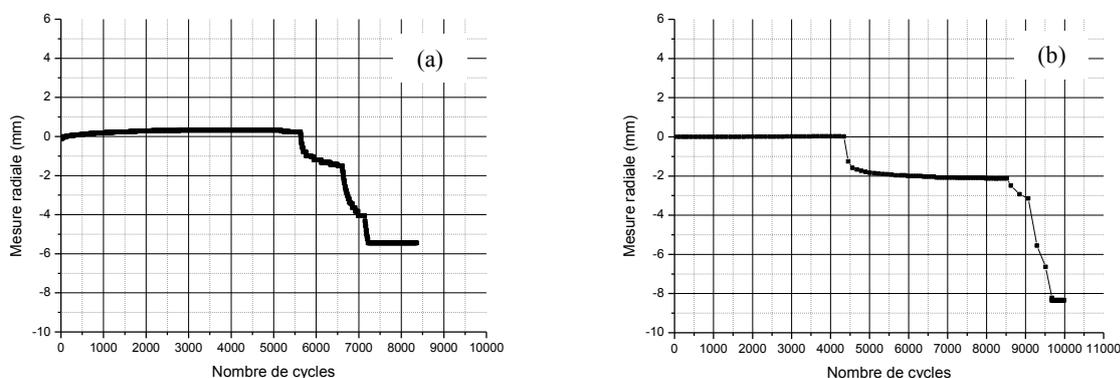


Figure 143 : Evolution du degré de saturation avec le nombre de cycles pour (a) Essai\_Non\_Sat\_1 et (b) Essai\_Non\_Sat\_2

La Figure 144 présente la mesure radiale en fonction du nombre de cycles, pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_1. Cette figure permet d'illustrer qu'à partir de 7200 cycles, le capteur de déplacement radial se trouve hors course. Ainsi, les résultats liés à cette mesure ne sont affichés que jusqu'à 7200 cycles. De même, la mesure radiale est faite pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_2 jusqu'à 9674 cycles.



**Figure 144 : Mesure du déplacement radial avec le nombre de cycles – (a) Essai\_Non\_Sat\_1 (b) Essai\_Non\_Sat\_2**

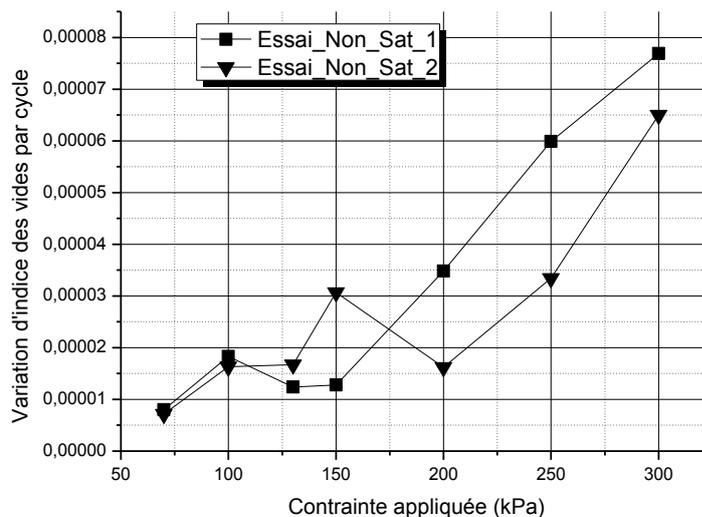
On rassemble dans le Tableau 36 la variation de l'indice des vides normalisée par le nombre de cycles pour chaque palier de chargement pour les deux essais de la zone non saturée. Ce paramètre correspond à une déformation permanente induite par cycle, pour une contrainte donnée. Elle est calculée en divisant la variation de l'indice des vides mesurée pour un palier par le nombre de cycles de ce même palier.

Palier	Variation de l'indice des vides par cycle	
	<i>Essai Non Sat 1</i>	<i>Essai Non Sat 2</i>
<b>Palier 1 (q = 70 kPa)</b>	$8.10^{-6}$	$7,18.10^{-6}$
<b>Palier 2 (q = 100 kPa)</b>	$1,83.10^{-5}$	$1,63.10^{-5}$
<b>Palier 3 (q = 130 kPa)</b>	$1,24.10^{-5}$	$1,67.10^{-5}$
<b>Palier 4 (q = 150 kPa)</b>	$1,28.10^{-5}$	$3,07.10^{-5}$
<b>Palier 5 (q = 200 kPa)</b>	$3,48.10^{-5}$	$1,62.10^{-5}$
<b>Palier 6 (q = 250 kPa)</b>	$5,99.10^{-5}$	$3,34.10^{-5}$
<b>Palier 7 (q = 300 kPa)</b>	$7,69.10^{-5}$	$6,5.10^{-5}$

**Tableau 36 : Variation de l'indice des vides moyenne par cycle pour chaque palier de chargement pour les deux essais de la zone non saturée**

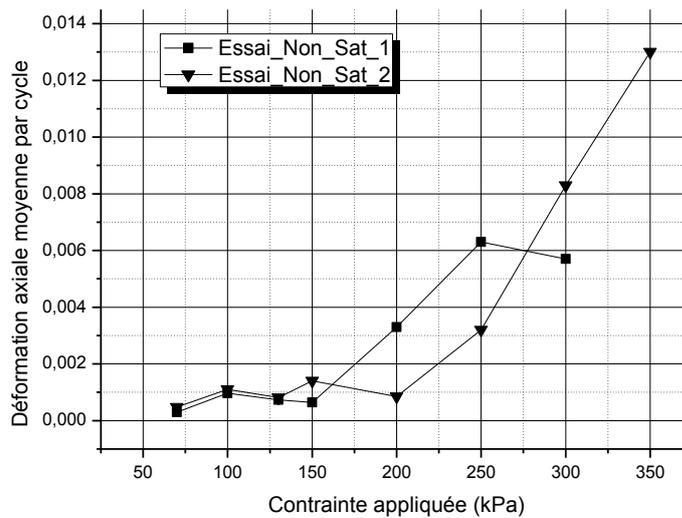
On représente graphiquement ces valeurs sur la Figure 145. Les points « carrés » correspondent à l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 ( $S_{r,i} = 0,90$ ), et les losanges correspondent à l'essai Essai\_Non\_Sat\_2 ( $S_{r,i} = 0,80$ ). On constate qu'on ne peut pas identifier une tendance particulière entre les deux courbes, notamment sur les plus faibles contraintes. La variation de l'indice des vides oscille avec l'augmentation de la contrainte. Compte tenu des ordres de grandeur des valeurs mesurées, on peut se demander si ces oscillations illustrent réellement un phénomène physique, ou si ces oscillations sont liées aux limites de précision du système de mesure. On remarque cependant que le point correspondant au palier 4 pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_2 présente une valeur

anormalement élevée par rapport aux autres, et ne suit pas la tendance générale des autres points. Pour des contraintes appliquées plus grandes, on distingue une évolution plus évidente dans la variation de l'indice des vides : elle augmente avec la contrainte appliquée, et ce pour les deux échantillons. De plus, pour ces valeurs des contraintes appliquées où la variation d'indice des vides est forte, on constate que la variation est plus importante pour l'échantillon initialement soumis à une plus faible succion que l'autre échantillon. On peut donc imaginer ici qu'on observe les effets de la succion, qui tendent à rigidifier le matériau et permettent de limiter le développement de la déformation volumique.



**Figure 145 : Evolution de la variation de l'indice des vides par cycles en fonction de la contrainte appliquée**

On représente graphiquement sur la Figure 146 les résultats présentés précédemment dans le Tableau 32. Il s'agit de l'évolution de la déformation axiale moyenne par cycle en fonction de la contrainte appliquée. On constate globalement la même évolution que celle de l'indice des vides (Figure 145). On observe peu de déformation pour les plus faibles contraintes, puis pour un palier et un nombre de cycles donné, la déformation axiale augmente fortement. Comme pour l'indice des vides, on constate que pour une même contrainte appliquée, sur cette dernière phase de forte augmentation, l'échantillon initialement soumis à une succion de 2 kPa se déforme plus (en moyenne par cycle) que l'échantillon initialement soumis à une succion de 3 kPa.



**Figure 146 : Evolution de la déformation axiale moyenne par cycle en fonction de la contrainte appliquée**

Enfin, on cherche à voir si le nombre de cycles cumulés ne provoque pas un endommagement au matériau et si cet endommagement est dépendant de la succion initiale. On représente sur le graphique de la Figure 147 la déformation axiale totale à la fin de chaque palier de chargement, normalisée par le nombre de cycles cumulés en fonction de la contrainte appliquée. La normalisation par le nombre de cycles appliqués permet de pouvoir comparer les deux échantillons qui ont une histoire de chargement différente et de voir l'endommagement. D'après ces résultats, il semble que pour des faibles contraintes (inférieures à 200 kPa), l'échantillon initialement soumis à une succion de 3 kPa (Essai\_Non\_Sat\_2) se déforme plus que l'échantillon initialement soumis à une succion de 2 kPa (Essai\_Non\_Sat\_1). Par contre, lorsque la contrainte appliquée dépasse cette valeur de 200 kPa, l'échantillon de l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 voit sa déformation devenir plus élevée que celle de l'échantillon de l'essai Essai\_Non\_Sat\_2. On peut imaginer ici que le fait d'avoir une succion initiale plus élevée confère au matériau des propriétés mécaniques plus durables vis-à-vis du chargement cyclique. Le matériau initialement soumis à une succion de 3 kPa montre un endommagement moins marqué que l'autre échantillon, en termes de nombre de cycles de chargement cumulés. Il semble envisageable que l'inversion de cette tendance sur les plus faibles contraintes puisse être liée à la compressibilité du fluide poral. En effet, l'échantillon initialement soumis à une succion de 3 kPa a une plus grande quantité d'air (compressible) que l'autre échantillon, ce qui peut expliquer la déformation plus élevée pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_2 que pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_1 pour des contraintes appliquées inférieures à 200 kPa. On peut donc imaginer que la répartition des effets de la compressibilité du fluide poral et ceux de la succion, qui sont a priori opposés, sur le comportement mécanique dépende de la contrainte appliquée (entre autre).

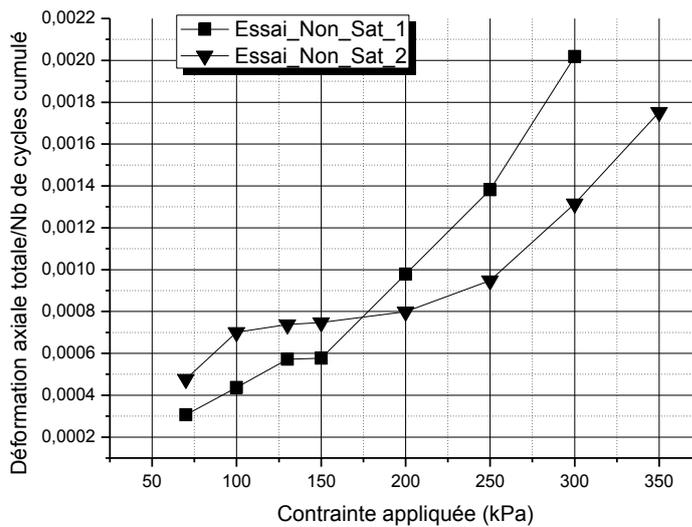


Figure 147 : Evolution de la déformation axiale totale normalisée par le nombre de cycles cumulée en fonction de la contrainte appliquée

## VI. Comportement hydromécanique du sable de Fontainebleau non saturé : mise en évidence du couplage entre initiation des instabilités et évolution de la succion

### VI.1 Annulation de la succion et discontinuité de la phase gazeuse

On s'intéresse maintenant plus particulièrement au comportement hydromécanique du sable de Fontainebleau. On présente en Figure 148 l'évolution de la pression d'eau interstitielle avec le nombre de cycles, pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_1. Pour ces essais, on a fait l'hypothèse que la variation de pression d'air est très faible par rapport à la variation de pression d'eau, compte tenu de la forte compressibilité de l'air par rapport à celle de l'eau. Ainsi, lorsque la pression d'eau interstitielle s'annule, on considère que la succion s'annule (l'air reste à pression atmosphérique pendant l'essai).

Parallèlement, on présente en Figure 149 l'évolution de l'indice des vides de l'échantillon mise en parallèle avec l'évolution du degré de saturation au cours du chargement cyclique.

On voit que la succion s'annule pour la première fois après 4000 cycles de chargement. En se reportant au graphe de la Figure 149, on constate que pour 4000 cycles, le couple  $(e ; S_r)$  de l'échantillon vaut  $(0,80 ; 0,96)$ .

On avait présenté dans le Chapitre II de ce manuscrit les essais de mesure de perméabilité à l'air, qui nous avaient permis d'identifier le point de discontinuité de la phase gazeuse. On rappelle que pour ces essais, on avait déterminé une relation entre l'indice des vides et le degré

de saturation. En se reportant à ces résultats, on constate que le couple (0,80 ; 0,96) correspond bien à un point de discontinuité de la phase gazeuse.

Ces résultats tendent à confirmer l'hypothèse faite lors de l'établissement du cadre théorique, c'est à dire que l'annulation de la succion est liée à la discontinuité de la phase gazeuse.

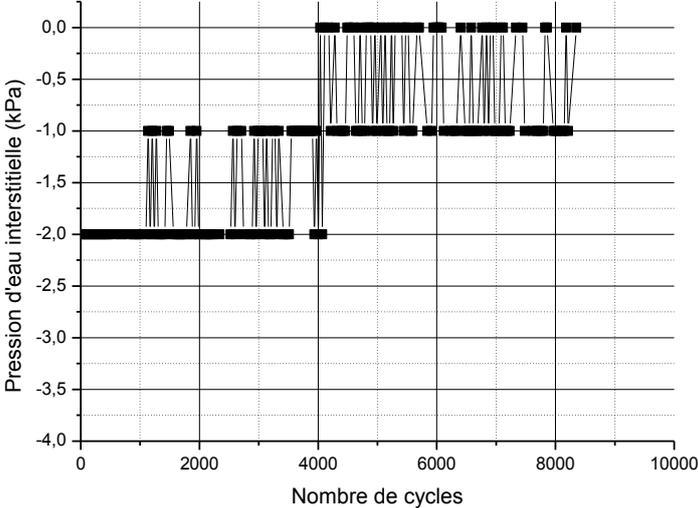


Figure 148 : Evolution de la pression d'eau interstitielle avec le nombre de cycles - Essai\_Non\_Sat\_1

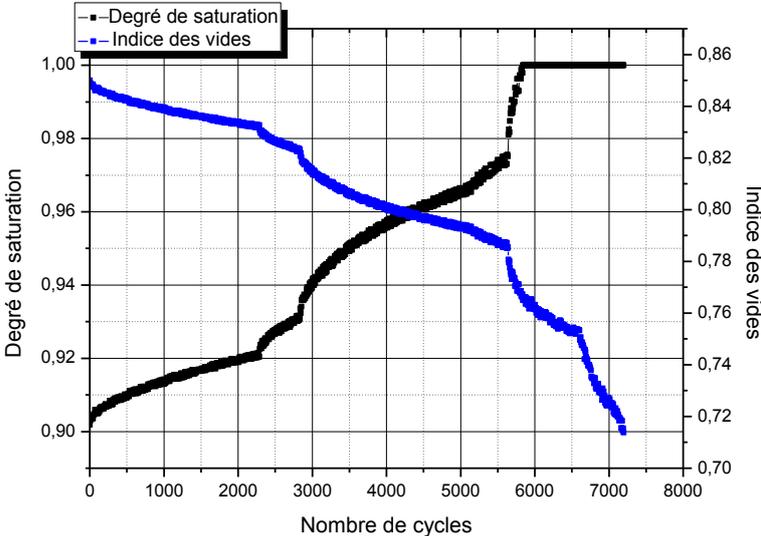


Figure 149 : Mise en parallèle de l'évolution de l'indice des vides et du degré de saturation sous le chargement cyclique - Essai\_Non\_Sat\_1

## VI.2 Couplage du comportement hydromécanique et déclenchement des instabilités ?

On cherche maintenant à mettre en parallèle les résultats observés sur l'évolution de la succion, avec les caractéristiques de comportement instables précédemment présentées.

On a vu que pour l'échantillon de l'essai Essai\_Non\_Sat\_1, un comportement instable a été identifié après 5600 cycles de chargement. Parallèlement, on a vu que la succion s'annule pour la première fois après 4000 cycles, et a priori simultanément avec la discontinuité de la phase gazeuse.

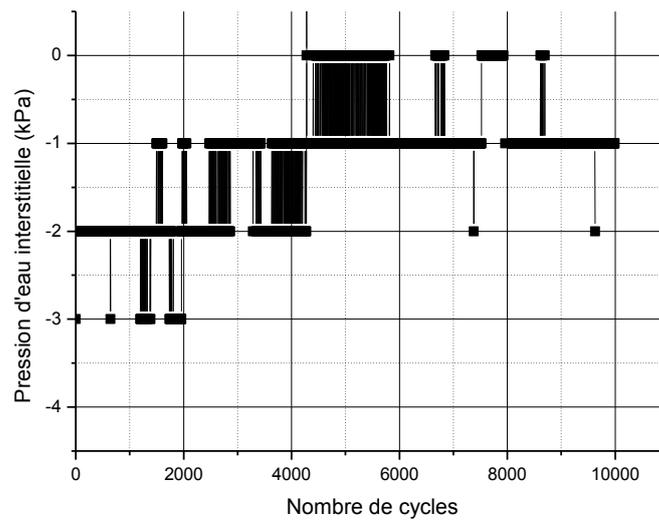
Chronologiquement, on observe donc sur cet échantillon dans un premier temps une modification de l'état hydrique du matériau, caractérisée par l'annulation (ponctuelle) de la succion et la phase gazeuse qui devient discontinue. Le chargement cyclique se poursuit, puis l'instabilité est déclenchée. On peut supposer ici que l'échantillon, sous l'application du chargement cyclique a traversé la frontière entre la zone initiale non saturée, vers la zone quasi-saturée. Une fois son état hydrique établi dans la zone quasi saturée, le chargement cyclique induit une instabilité du comportement mécanique.

Malgré des conditions de saturation et de succion correspondant à la zone quasi-saturée, on n'observe pas de liquéfaction sur cet échantillon, contrairement à ce qu'on a montré sur les autres échantillons. On peut supposer que ceci est dû à la forte densité de l'échantillon. En effet, à 4000 cycles de chargement, l'échantillon a atteint un indice des vides de 0,80, soit un indice de densité de 35%. La déformation volumique se poursuit, et mécaniquement l'indice des vides continue de réduire, jusqu'à atteindre une valeur de 0,71, correspondant à un indice de densité de 60%. Ces conditions de densité ne correspondent pas à des conditions qui permettent d'observer de la liquéfaction sur ce matériau.

Néanmoins, si de la liquéfaction n'a pas été observée, une instabilité dans le comportement mécanique a clairement été identifiée. Ceci tend à confirmer que c'est bien la discontinuité de la phase gazeuse qui induit le comportement instable du sable de Fontainebleau soumis à un chargement cyclique.

La Figure 150 présente l'évolution de la pression interstitielle avec le nombre de cycles, pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_2. On constate que pour cet essai, la succion s'annule après 4400 cycles de chargement. On rappelle que l'instabilité avait été identifiée pour cet essai après 8560 cycles. On retrouve bien la chronologie des événements déjà identifiée sur le premier essai non saturé, c'est-à-dire la modification de l'état hydrique du matériau, visible par l'annulation ponctuelle de la succion, puis le déclenchement des instabilités. On comprend qu'il y ait cette inertie entre le moment de l'annulation de la succion et le moment de l'instabilité. En effet, si la succion devient nulle, il n'en reste pas moins que le fluide poral reste un mélange d'eau et d'air. Il conserve alors les propriétés bénéfiques vis-à-vis de la résistance aux sollicitations cycliques déjà identifiées précédemment. De plus, la plus grande quantité d'air initiale permet une plus grande amplitude de resserrement granulaire, et donc une variation de la densité d'autant plus importante. L'instabilité a donc d'autant plus de mal à s'installer dans ces conditions.

On constate sur l'évolution de la pression d'eau interstitielle qu'après avoir pris la valeur de 0, cette dernière diminue à nouveau légèrement, et approche plutôt la valeur de -1 kPa. Il est difficile de dire si on observe ici un phénomène physique, ou si la mesure est limitée par la précision du système de mesure de pression.

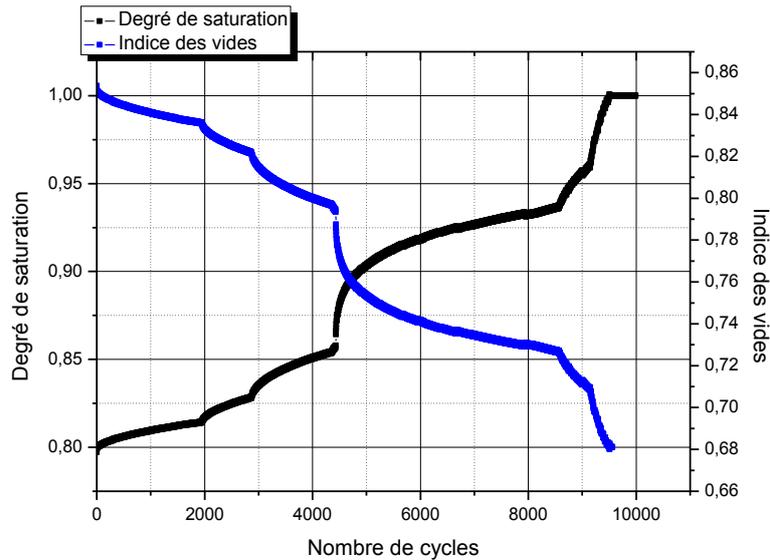


**Figure 150 : Evolution de la pression d'eau interstitielle avec le nombre de cycles - Essai\_Non\_Sat\_2**

On ne retrouve pas sur cet essai le lien direct entre l'annulation de la succion, et les conditions de densité et saturation permettant d'identifier la discontinuité de la phase gazeuse. On présente sur la Figure 151 l'évolution de l'indice des vides et l'évolution du degré de saturation en fonction du nombre de cycles, pour l'essai Essai\_Non\_Sat\_2.

On identifie néanmoins la condition de discontinuité de la phase gazeuse sur cet essai. Le point identifié correspond au couple  $(e ; S_r) = (0,725 ; 0,94)$ . On retrouve ces conditions de densité et de saturation pour 8600 cycles (Figure 151), ce qui reste antérieur à l'initiation de l'instabilité identifiée précédemment (9132<sup>ème</sup> cycle).

Si on ne confirme pas ici la relation directe entre annulation de la succion et discontinuité de la phase gazeuse, on confirme par contre que la modification de l'état de succion et du schéma de distribution au sein du matériau sont antérieurs au déclenchement de l'instabilité. Ces résultats tendent à confirmer le couplage qui existe entre les phénomènes hydriques et notamment les modifications des conditions de saturation, et le comportement instable du sable de Fontainebleau.



**Figure 151 : Mise en parallèle de l'évolution de l'indice des vides et du degré de saturation sous le chargement cyclique - Essai\_Non\_Sat\_2**

Le fait qu'on identifie avec un décalage temporel l'annulation de la succion et le point de discontinuité de la phase gazeuse peuvent également s'expliquer par des incertitudes expérimentales.

La précision du capteur de pression interstitielle, au kPa près, peut notamment être une source d'imprécision de lecture. Compte tenu des valeurs de succion impliquées, la précision du capteur n'est pas forcément adaptée à ces conditions.

Egalement, étant donné la longueur de l'essai et les faibles déplacements, on peut envisager des colmatages au niveau des capteurs, qui ont pu induire une erreur sur la mesure de la déformation volumique.

Pour ce dernier essai, la quantité d'air initiale à l'intérieur des pores du matériau est importante. On peut éventuellement envisager des phénomènes d'échanges inter-phasiques qu'on n'a pas considérés dans ce manuscrit, mais qui auraient pu jouer un rôle et avoir des effets visibles sur les résultats.

Ces résultats permettent néanmoins de mettre en lumière le couplage hydromécanique du sable de Fontainebleau, et les effets de ce couplage sur le comportement cyclique. Cependant, des essais complémentaires seraient intéressants afin de confirmer ces conclusions.

## VII. Conclusions

On a présenté dans ce chapitre les résultats des essais triaxiaux cycliques non drainés, réalisés sur des échantillons de sable de Fontainebleau dont le degré de saturation initial a été imposé suivant les paramètres du cadre théorique.

Ces essais ont permis de mettre en lumière certains mécanismes impliqués dans le comportement cyclique instable du sable de Fontainebleau lorsque son degré de saturation initial varie :

- La diminution du degré de saturation initial tend à améliorer les performances du matériau vis-à-vis du risque de liquéfaction. Plus la quantité d'air initial au sein du matériau granulaire est importante, plus l'initiation de l'instabilité est retardée, et par voie de conséquence la liquéfaction également.
- Le matériau initialement quasi-saturé, c'est-à-dire pour lequel la phase gazeuse est considérée discontinue et les effets de la succion négligeables, montre un comportement mécanique analogue à celui observé sur le même matériau initialement totalement saturé. On retrouve les caractéristiques typiques d'un comportement de liquéfaction, retardé par les effets de l'air poral, qui joue un rôle d'absorption des surpressions interstitielles.
- L'analyse du comportement volumique des trois échantillons initialement quasi-saturés montre un schéma général bien identifié pour ces conditions de saturation initiales. La compressibilité du fluide poral induit une déformation volumique non nulle. Le matériau se densifie au cours du chargement, entraînant mécaniquement une augmentation progressive du degré de saturation. Pour les trois échantillons testés, la déformation volumique induite par le chargement cyclique a été suffisante pour saturer le milieu et déclencher la liquéfaction.
- On a mis en évidence un lien étroit qui existe entre le comportement mécanique du sable de Fontainebleau et les mécanismes hydrauliques induits par la non saturation initiale. Ces mécanismes permettent d'expliquer pourquoi on peut observer des états de liquéfaction sur des matériaux dont le degré de saturation initial n'est pas de 100%.
- D'après les résultats obtenus, dans la zone quasi-saturée, la relation entre potentiel de liquéfaction et degré de saturation initial n'est pas linéaire. Il semblerait qu'une toute petite quantité d'air soit suffisante pour diminuer considérablement le potentiel de liquéfaction.
- L'investigation de la zone non saturée a permis de mettre en évidence que les conditions de saturation et de densité initiales testées ne conduisent pas à la liquéfaction du matériau. Il semble donc que la continuité initiale de la phase gazeuse soit un paramètre d'influence majeure sur le potentiel de liquéfaction du sable de Fontainebleau.
- On a mis en évidence un lien potentiel entre l'annulation de la succion et la discontinuité de la phase gazeuse. On a identifié pour un des deux essais que ces deux phénomènes intervenaient simultanément au sein du matériau granulaire. Ceci confirmerait la pertinence du cadre théorique, ainsi que les paramètres frontières déterminés. Néanmoins, d'autres essais sont nécessaires pour confirmer ce dernier point.

Finalement, on a mis en évidence que les mécanismes impliqués dans la réponse cyclique du sable de Fontainebleau sont différents en fonction de la zone de saturation initiale.

Concernant la zone quasi-saturée, les résultats montrent que l'instabilité est provoquée au sein du matériau pour des degrés de saturation inférieurs à 100%. Il semble donc que ce ne soit pas l'augmentation de la pression interstitielle qui induit l'instabilité, mais bien l'inverse. Du moins, ce n'est pas la saturation totale qui induit l'instabilité, mais bien l'instabilité qui induit la saturation totale puis la liquéfaction.

Concernant les échantillons initialement soumis à des conditions de succion initiale, on a bien mis en évidence que leur comportement était très différent de celui des échantillons totalement saturés ou quasi-saturés. Premièrement, ils ne sont a priori pas sensibles aux risques de liquéfaction, dans les conditions de densité, saturation, matériau, etc... testées dans cette étude. Il ne semble donc pas surprenant qu'on ne puisse pas faire d'analogie entre le comportement hydromécanique des échantillons saturés ou quasi-saturés et celui des échantillons non saturés. Les mécanismes impliqués sont différents.

On a mis en évidence que la modification de l'état hydrique, et notamment l'annulation ponctuelle de la succion, et a priori la discontinuité de la phase gazeuse induit de fortes modifications du comportement mécanique. On a observé sur nos résultats un comportement instable, a priori lié à ces modifications du schéma de distribution des fluides au sein de l'espace poral.

On a donc mis en évidence le couplage qui existe entre le schéma de distribution de la phase gazeuse et le comportement instable. Ces résultats confortent l'hypothèse selon laquelle la continuité de la phase gazeuse est un paramètre d'influence majeure sur le comportement du sable de Fontainebleau vis-à-vis des instabilités de liquéfaction.

# Conclusion Générale et Perspectives

## I. Conclusions générale

Cette étude a permis d'étudier l'influence du degré de saturation sur le comportement instable du sable de Fontainebleau soumis à des sollicitations cycliques. Elle a permis de montrer que, contrairement à ce qui est généralement admis, la saturation partielle des sols ne constitue pas un critère de sécurité absolu vis-à-vis du risque de liquéfaction. En effet, on a démontré que dans certaines conditions, des sols partiellement saturés pouvaient liquéfier. La prise en compte du niveau de saturation dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction est donc indispensable. Néanmoins, l'exercice s'avère complexe, compte tenu du caractère multifactoriel de ce phénomène.

Afin d'investiguer l'influence de l'état hydrique des matériaux vis-à-vis de leur comportement sous sollicitation cyclique, cette étude s'est basée sur un cadre théorique selon lequel un sol peut se trouver dans trois états de saturation, chaque zone étant définie en termes de degré de saturation. Chaque zone est définie en termes de degré de saturation.

- La zone non saturée est caractérisée par une phase gazeuse continue et des valeurs de succion positives. Dans cette étude, elle s'étend entre 70% et 95% de degré de saturation ;
- La zone quasi-saturée est caractérisée par une phase gazeuse discontinue, présente sous forme d'air dissout, ou de bulles occluses. Dans cette zone, on a négligé les effets de la succion, mais le fluide poral reste compressible. Dans cette étude, elle s'étend entre 95% et 100% (exclu) de degré de saturation ;
- Enfin, la dernière zone est la zone totalement saturée, caractérisée par un fluide poral unique, de l'eau. Elle correspond au cas particulier  $S_r = 100\%$ .

En vue de pouvoir réaliser une étude expérimentale permettant la réalisation d'essais cycliques sur des échantillons de sable non saturé, un dispositif triaxial a été adapté.

L'étude expérimentale a permis l'investigation de chaque zone de saturation du cadre théorique et a mis en lumière certains aspects de la réponse du sable de Fontainebleau sous sollicitation cyclique, en fonction de son degré de saturation.

Les principaux résultats de l'investigation de la zone quasi-saturés sont les suivants :

- Les échantillons se trouvant dans un état de saturation initial quasi-saturé, c'est-à-dire pour des degrés de saturation initiaux compris entre 95% et 97,3% ont présenté un comportement mécanique analogue à celui des échantillons totalement saturés. Ils ont tous liquéfié.
- La présence d'air au sein de l'espace poral induit des modifications, notamment sur le comportement hydromécanique. En effet, plus le degré de saturation initial est faible, plus le déclenchement des instabilités ainsi que celui de la liquéfaction est retardé.
- L'importance du couplage hydromécanique dans le comportement des sols quasi-saturés a été mis en évidence ; comportement volumique et développement des surpressions interstitielles sont des phénomènes fortement liés. A la fin du chargement cyclique, les échantillons initialement quasi-saturés ont atteint un niveau de saturation très proche de l'état de saturation totale.

- D'après les résultats, le déclenchement des instabilités au sein des échantillons a été identifié pour des degrés de saturation inférieurs à 100% au cours du chargement cycliques. La saturation totale (assimilée) du matériau et enfin la liquéfaction ont été observés après le déclenchement des instabilités. Bien que les phénomènes observés soient très rapides, et les systèmes de mesure possédant une certaine inertie, il semble que pour cette gamme de saturation, le déclenchement des instabilités provoque la saturation du milieu puis sa liquéfaction.

La zone non saturée a été explorée par le biais de deux essais, réalisés sur des échantillons initialement soumis à des conditions de succion non nulle. Les principaux résultats de l'investigation de la zone non saturée sont les suivants :

- De fortes différences entre les comportements saturés et quasi-saturés et le comportement non saturé ont été identifiées. Premièrement, dans les mêmes conditions de chargement et de densité, les deux échantillons soumis à des valeurs de succion initiale non nulles n'ont pas présenté de comportement instable, ni de rupture par liquéfaction. Le fait d'être soumis à des conditions de saturation initiales correspondant à la zone non saturée modifie la réponse du matériau vis-à-vis du risque de liquéfaction, et en particulier permet d'éviter la rupture par liquéfaction dans les conditions considérées.
- L'influence de paramètres hydromécaniques a été évaluée sur les échantillons non saturés. L'augmentation de la contrainte a provoqué sur les deux échantillons le déclenchement d'instabilités mécaniques, identifiées par un début de perte de contrôlabilité de l'échantillon, et le fort développement de la déformation axiale. Les effets de la succion ont été explorés, et à travers les résultats les effets typiques de la succion sont observés, c'est-à-dire augmentation de la résistance au cisaillement et de la rigidité avec la succion. Néanmoins, la présence du fluide poral compressible n'a pas été négligée non plus, surtout compte tenu des valeurs de succions impliquées dans cette étude.
- Grâce à une mise en parallèle de l'évolution de la succion et de la déformation axiale, cette étude a montré que pour les deux échantillons testés dans la zone non saturée, la succion s'annule ponctuellement sous le chargement cyclique, puis l'instabilité est observée. A priori, dans cette zone de saturation, c'est donc la modification de l'état hydrique, et notamment du schéma de distribution des fluides interstitiels qui provoque le comportement instable du matériau. Les mécanismes impliqués ne sont donc pas les mêmes que ceux identifiées pour la zone quasi-saturée.
- Pour un des échantillons non saturé testé, on a mis en évidence que la première annulation (ponctuelle) de la succion correspond à un point de discontinuité de la phase gazeuse, identifiée grâce à des essais de mesure de perméabilité à l'air. Il semble donc que succion positive et phase gazeuse continue soient des conditions très liées.

Le schéma de distribution des fluides interstitiels au sein du matériau joue a priori un rôle fondamental dans la réponse du matériau vis-à-vis du risque de liquéfaction. Des conditions initiales non saturées telles que définies dans le cadre théorique permettent de réduire significativement le risque de liquéfaction, quand les échantillons saturés et quasi-saturés ont liquéfié dans les mêmes conditions. Par contre, la présence d'air dans le sol n'est pas un critère de risque nul, et des matériaux dont le degré de saturation initial est inférieur à 100% peuvent liquéfier.

## II. Perspectives

L'étude en laboratoire des sols non saturés est un exercice très long et complexe. Les données expérimentales sont très coûteuses, et par conséquent peu nombreuses. La poursuite de l'investigation expérimentale est nécessaire. La même procédure expérimentale sur un matériau différent permettrait d'étudier si le schéma de distribution des fluides interstitiels a le même effet quel que soit le matériau considéré. Le fait de tester un matériau différent permettrait d'avoir une continuité de la phase gazeuse pour des valeurs de succions et de degrés de saturation différentes de celles étudiées ici, ce qui permettrait de valider la continuité de la phase gazeuse comme paramètre critique dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Ceci pourrait aussi confirmer l'importance des couplages hydromécaniques identifiés dans ce manuscrit. Egalement, ces essais pourraient fournir plus d'informations quant à l'hypothèse selon laquelle la discontinuité de la phase gazeuse est fortement liée à l'annulation de la succion.

Les conditions de drainage pourraient également faire l'objet de plus amples investigations. En effet, les conditions de non drainage total choisies dans cette étude sont a priori celles qui correspondent le mieux aux conditions réelles d'un sable sous séisme. Néanmoins, les effets d'un drainage partiel, avec drainage de la phase gazeuse notamment seraient à étudier. L'influence d'autres paramètres tels que la densité ou la structure granulaire serait également intéressante à étudier.

A l'issue des campagnes expérimentales, il sera nécessaire de développer un modèle analytique afin de valider les hypothèses formulées et les résultats obtenus. Plusieurs options seront envisageables : adapter un modèle « non saturé » aux conditions de chargement cyclique, ou adapter un modèle « liquéfaction » aux conditions non saturées. Dans l'une ou l'autre des solutions, le concept de liquéfaction des sols non saturés fera sans doute l'objet de questionnements. Peut-on vraiment parler de liquéfaction lorsque la phase gazeuse est continue ? Doit-on étendre ce concept aux concepts d'instabilités cycliques ?

Aujourd'hui nous sommes confrontés à deux phénomènes qui peuvent parfois être difficiles à conjuguer : d'une part l'évolution de la réglementation et les exigences de sécurité toujours plus élevées, afin de protéger les populations et le patrimoine. D'autre part la raréfaction des ressources, financières ou naturelles, qui poussent les acteurs de la construction à mieux optimiser les procédures. L'évaluation du potentiel de liquéfaction tel qu'il est réalisé actuellement ne correspond pas à cette dynamique. Du fait du mauvais diagnostic, les solutions proposées et mises en place ne sont pas optimales, ni pour l'environnement, ni financièrement. A long terme, il va donc falloir développer des outils d'investigation permettant des états des lieux plus précis, dans le but de mieux adapter les ouvrages anthropiques dans l'environnement. Le développement de méthodes basées sur le critère de la continuité de la phase gazeuse dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction permettrait des diagnostics plus précis, et une meilleure utilisation des ressources. On peut également imaginer des solutions de remédiation du risque de liquéfaction par création de conditions de non saturation. Ce type de développement correspond aux nouvelles dynamiques qu'on voit émerger actuellement dans le Génie Civil. Une prise de conscience quant au respect de l'environnement et des ressources naturelles pousse l'Homme à mieux s'adapter et respecter son habitat, à l'utiliser avec sagesse. Néanmoins, pour que ces solutions soient fiables et pérennes, il convient d'en comprendre parfaitement tous les mécanismes.



## Références bibliographiques

- Adalier, K., et O. Aydingun. 2000. « Liquefaction during the June 27, 1998 Adana-Ceyhan (Turkey) Earthquake ». *Geotechnical & Geological Engineering* 18:155-74.
- Alarcon-Guzman, G.A. Leonards, et J.L. Chameau. 1988. « Undrained monotonic and cyclic strength of sands ». *Journal of Geotechnical Engineering* 114.
- Alonso, E.E., A. Gens, et A. Josa. 1990. « A constitutive model for partially saturated soils ». *Géotechnique* 40 (3).
- Ariyan, M., G. Habibagahi, et E. Nikooee. 2016. « Seismic response of earth dams considering dynamic properties of unsaturated zone ». In *E3S Web of Conferences*, 9:08002. EDP Sciences.
- Bahda, Fatiha. 1997. « Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial: expérience et modélisation ». Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. <https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-00523153/>.
- Benahmed, Nadia. 2001. « Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et mobilité cyclique ». Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Benahmed, Nadia, Jean Canou, et Jean-Claude Dupla. 2004. « Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable ». *Comptes Rendus Mécanique* 332.
- . 2007. « Propriétés de liquéfaction et structure des sables lâches ». [https://www.researchgate.net/profile/J\\_Dupla/publication/267724708\\_Proprits\\_de\\_liquifaction\\_et\\_structure\\_des\\_sables\\_laches/links/54b3a3b10cf28ebe92e2f79f.pdf](https://www.researchgate.net/profile/J_Dupla/publication/267724708_Proprits_de_liquifaction_et_structure_des_sables_laches/links/54b3a3b10cf28ebe92e2f79f.pdf).
- Bicalho, Kátia Vanessa, A. Gomes Correia, Sandra Reis Ferreira, Jean-Marie Fleureau, et Fernando AM Marinho. 2007. « Filter paper method of soil suction measurement ». In *XIII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. <https://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/12305>.
- Bishop, A.W. 1954. « The use of pore-pressure coefficients in practice ». *Géotechnique* 4 (4):148-52.
- . 1959. « The principle of effective stress ». *Teknisk Ukeblad* 106 (39).
- Bishop, A.W., et G.E. Blight. 1963. « Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils ». *Géotechnique* 13 (3):177-97.
- Bishop, A.W., et L.D. Wesley. 1975. « A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing ». *Géotechnique* 25 (4):657-70.
- Bolzon, G., B.A. Schrefler, et O.C. Zienkiewicz. 1996. « Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states ». *Géotechnique* 46 (2).
- Breul, Pierre, Younes Haddani, et Roland Gourvès. 2008. « On site characterization and air content evaluation of coastal soils by image analysis to estimate liquefaction risks ». *Canadian Geotechnical Journal* 45 (12):1723-32.
- Brown, S.F., et M.S. Snaith. 1974. « The measurement of recoverable and irrecoverable deformations in the repeated load triaxial test ». *Géotechnique* 24 (2):255-59.
- Brule, Stéphane, et Emmanuel Javelaud. 2014. « Le traitement contre la liquéfaction des sols en France métropolitaine ». In . <http://www.cfm-roches.org/sites/default/files/jngg/139.pdf>.
- Buzzi, Olivier, Conference on unsaturated soils, S Fityus, et D Sheng, éd. 2010. *Unsaturated Soils: Experimental Studies in Unsaturated Soils*. London: Taylor and Francis Group.
- Canou, Jean, Nadia Benahmed, Jean-Claude Dupla, et V. De Gennaro. 2000. « Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables ». In .
- Casagrande, Arthur. 1940. « Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills ». *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*.
- . 1979. *Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review*. Pierce Hall. <http://server2.docfoc.com/uploads/Z2015/12/01/serFp9sXX1/943302101a81f3bf9a8c06b401e07d5d.pdf>.
- Castro, Gonzalo. 1969. « Liquefaction of sands ». Cambridge: Harvard University.

- Castro, Gonzalo, et Steve J. Poulos. 1977. « Factors affecting liquefaction and cyclic mobility ». *Journal of Geotechnical Engineering Division* 103 (6).
- Chaney, Ronald C. 1978. « Saturation effects on the cyclic strength of sands ». In *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference*. Pasadena California.
- Chu, J., W. K. Leong, W. L. Loke, et D. Wanatowski. 2012. « Instability of Loose Sand under Drained Conditions ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138 (2):207-16. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000574](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000574).
- Coleman, J.D. 1962. « Stress-strain relations for partially saturated soils ». *Géotechnique* 12 (4):348-50.
- Corey, A.T. 1957. « Measurement of water and air permeability in unsaturated soil ». *Soil Science Society of America Journal* 21 (1):7-10.
- Cubrinovski, Misko, Aimee Rhodes, et Nikolaos Ntritsos. 2017. « System response of liquefiable deposits ». In .
- Cuccovillo, T., et M.R. Coop. 1997. « The measurement of local axial strain in triaxial tests using LVDTs ». *Géotechnique* 47 (1):167-71.
- Cui, Y. J., et P. Delage. 1996. « Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt ». *Géotechnique* 46 (2):291-311.
- Darve, F., G. Servant, F. Laouafa, et H.D.V. Khoa. 2004. « Failure in Geomaterials: Continuous and Discrete Analyses ». *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 193 (27-29):3057-85. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2003.11.011>.
- Delage, Pierre. 2008. « Experimental unsaturated soil mechanics ». *arXiv preprint arXiv:0803.1434*. <https://arxiv.org/abs/0803.1434>.
- Delage, Pierre, et Yu-Jun Cui. 2000. « L'eau dans les sols non saturés ». *Techniques de l'ingénieur*. ———. 2001. *Comportement mécanique des sols non saturés*. Ed. Techniques Ingénieur.
- Della, N., A. Arab, M. Belkhatir, et H. Missoum. 2009. « Effet de la Structure Initiale sur le Comportement non Drainé d'un Sable ». <http://www.univ-chlef.dz/drupal/sites/default/files/01.pdf>.
- Della, Nouredine, Ahmed Arab, Mostefa Belkhatir, et Hanifi Missoum. 2009. « Identification of the Behavior of the Chlef Sand to Static Liquefaction ». *Comptes Rendus Mécanique* 337 (5):282-90. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2009.06.014>.
- Escario, V., et J. Saez. 1986. « The shear strength of partly saturated soils ». *Géotechnique* 36 (3).
- Eurocodes 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes
- Fredlund, Delwyn G., Anqing Xing, Murray D. Fredlund, et S. L. Barbour. 1996. « The relationship of the unsaturated soil shear to the soil-water characteristic curve ». *Canadian Geotechnical Journal* 33 (3):440-48.
- Fredlund, D. G. 1996. « The emergence of unsaturated soil mechanics ». In . Texas.
- Fredlund, D. G., et H. Rahardjo. 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York: Wiley.
- Fredlund, D. G., H. Rahardjo, et J. K. M. Gan. 1987. « Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils ». In *Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils*. New Delhi, India.
- Gajo, A., L. Piffer, et F. De Polo. 2000. « Analysis of certain factors affecting the unstable behaviour of saturated loose sand ». *Mechanics of cohesive frictional materials*.
- Gan, J. K. M., D. G. Fredlund, et H. Rahardjo. 1988. « Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test ». *Canadian Geotechnical Journal* 25 (3):500-510.
- Gens, A. 2010. « Soil-environment interactions in geotechnical engineering ». *Géotechnique* 60 (1).
- Grozic, J. L.H., P. K. Robertson, et N. R. Morgenstern. 2000. « Cyclic liquefaction of loose gassy sand ». *Canadian Geotechnical Journal* 37 (4):843-56.
- Hansen, Wallace R. 1965. « Effects of the earthquake of March 27, 1964 at Anchorage, Alaska ». Geological Survey. United States Department of the Interior.
- Hazen, Allen. 1920. « Hydraulic-fill dams ». *Transactions for the American Society of Civil Engineers* 83 (1).

- He, J., Volodymyr Ivanov, et Jian Chu. 2013. « Mitigation of liquefaction of saturated sand using biogas ».
- Hill, R. 1958. « A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids ». *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 6:236-49.
- Ho, David Y. F., et D.G. Fredlund. 1982. « Strain rates for unsaturated soil shear strength testing ». In *Proceedings of the Seventh Southeast Asian Geotechnical Conference*, 1:787-803. Hong Kong.
- Hoyos, Laureano R., Lyesse Laloui, et Roberto Vassallo. 2008. « Mechanical testing in unsaturated soils ». *Geotechnical & Geological Engineering* 26 (6):675-89.
- Hyodo, Masayuki, Hideyuki Tanimizu, Noriyuki Yasufuku, et Hidekazu Murata. 1994. « Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand ». *Soils and Foundations* 34 (1).
- Idriss, I. M., et R. W. Boulanger. 2006. « Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26 (2):115-30.
- Ishihara, Kenji, Fumio Tatsuoka, et Susumu Yasuda. 1975. « Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses ». *Soils and Foundations* 15 (1):29-44.
- Jennings, J.E.B., et J.B. Burland. 1962. « Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils ». *Géotechnique* 12 (2).
- Kamata, Toshiyuki, Yoshimichi Tsukamoto, Fumio Tatsuoka, et Kenji Ishihara. 2007. « Possibility of undrained flow in suction-developed unsaturated sandy soils in triaxial ». [http://extras.springer.com/2007/978-1-4020-5893-6/paperpdf/1289\\_kam.pdf](http://extras.springer.com/2007/978-1-4020-5893-6/paperpdf/1289_kam.pdf).
- Karam, Jean-Paul. 2006. « Etude de la rhéologie des loess du Nord de la France : Application à l'évaluation de leur risque de liquéfaction ». Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Kawasumi, H. 1968. « General Report on the Niigata Earthquake of 1964 ». Earthquake Research Institute University of Tokyo.
- Kazama, Motoki, et Toshiyasu Unno. 2007. « Earthquake-induced mudflow mechanism from a viewpoint of unsaturated soil dynamics ». In *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, 437-44. Springer. [http://link.springer.com/chapter/10.1007/3-540-69873-6\\_43](http://link.springer.com/chapter/10.1007/3-540-69873-6_43).
- Kazama, Motoki, A. Yamaguchi, et E. Yanagisawa. 2000. « Liquefaction resistance from a ductility viewpoint ». *Soils and Foundations* 40 (6):47-60.
- Khalili, N., et H. Khabbaz. 1998. « A unique relationship for chi for the determination of the shear strength of unsaturated soils ». *Géotechnique* 48 (5).
- Khodadadi, Hamed, et Huriye Bilsel. 2012. « Application of microorganisms for improvement of liquefiable sand ». In . Near East University, Nicosia, Nort Cyprus.
- Kohgo, Y., M. Nakano, et T. Miyazaki. 1993. « Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils ». *Soils and Foundations* 33 (4):49-63.
- Konrad, J. M., E. Flavigny, et M. Meghachou. 1991. « Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche ». *Revue française de géotechnique* 54 (1):53-63.
- Krahn, J., et D. G. Fredlund. 1971. « On total, matric and osmotic suction ». *Soil Science* 114 (5).
- Kramer, Steven L., et H. B. Seed. 1988. « Initiation of soil liquefaction under static loading conditions ». *Journal of Geotechnical Engineering* 114 (4):412-30.
- Lade, Poul V., et Sonia Hernandez. 1977. « Membrane penetration effects in undrained tests ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103 (2):109-25.
- Lade, P. V. 1989. « Experimental observations of stability, instability, and shear planes in granular materials ». *Archive of Applied Mechanics* 59 (2):114-23.
- Lade, P. V., Richards Nelson, et Y. Marvin Ito. 1988. « Instability of Granular Materials with Non-associated Flow ». *Journal of Engineering Mechanics* 114 (12):2173-91.
- Michallet, Hervé, Valerie Rameliarison, Celine Berni, Maxime Bergonzoli, Jean-Marc Barnoud, et Eric Barthelemy. 2012. « Physical modeling of sand liquefaction under wave breaking on a vertical wall ». *Coastal Engineering Proceedings* 1 (33):78.

- Mitsuji, K. 2008. « Numerical simulations for development of liquefaction countermeasures by use of partially saturated sand ». In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering October*, 12-17.
- Morvan, Mathilde. 2010. « Comportement des sols partiellement saturés sous chargement hydro-mécaniques : Approche théorique par le concept de bounding surface et approche expérimentale ». ENTPE.
- Mory, M, H Michallet, D Bonjean, et I Piedra Cueva. 2007. « A field study of momentary liquefaction caused by waves around a coastal structure ». *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 133 (1).
- Mulilis, J. Paul, H. B. Seed, Clarence K. Chan, J. K. Mitchell, et K. Arulanandan. 1977. « Effects of sample preparation on sand liquefaction ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, février.
- Muñoz-Castelblanco, José. 2011. « Comportement hydromécanique d'un loess naturel ». Université Paris-Est. <https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00647891/>.
- Nagao, Koichi, Yoichi Azegami, Saeka Yamada, Naoaki Suemasa, et Toshiyuki Katada. 2007. « A micro-bubble injection method for a countermeasure against liquefaction ». In *4th International conference on earthquake geotechnical engineering, Thessaloniki*, 25-28.
- Nazaroff, William. 1992. « Radon transport from soil to air ». *Reviews of geophysics* 30 (2).
- Ng, Charles W.W., et Bruce Menzies. 2007. *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. London ; New York: Taylor and Francis.
- Nguyen, Kien Trung. 2014. « Etude expérimentale du comportement instable d'un sable silteux: application aux digues de protection. » Aix-Marseille..
- Nova, Roberto. 1994. « Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programmes ». *Journal of the Mechanical behavior of Materials* 5 (2):193-202.
- Nuth, Mathieu, et Lyesse Laloui. 2008. « Effective Stress Concept in Unsaturated Soils: Clarification and Validation of a Unified Framework ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 32 (7):771-801. <https://doi.org/10.1002/nag.645>.
- Okamura, et Soga. 2006. « Effect of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand ». *Soils and Foundations* 46 (5):695-700.
- Peacock, William H., et H. B. Seed. 1968. « Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions ». *Journal of the soil mechanics and foundations division*.
- Ramakrishnan, D., K.K. Mohanty, S.R. Nayak, et R. Vinu Chandran. 2006. « Mapping the liquefaction induced soil moisture changes using remote sensing technique : an attempt to map the earthquake induced liquefaction around Bhuj, Gujarat, India ». *Geotechnical & Geological Engineering* 24:1581-1602.
- Rascol, Emilie. 2009. « Cyclic properties of sand: dynamic behaviour for seismic applications ». Ecole Polytechnique de Lausanne.
- Ravina, I. 1983. « The influence of vegetation on moisture and volume changes ». *Géotechnique* 33 (2):151-57.
- Richards, B.G., P. Peter, et W.W. Emerson. 1983. « The effects of vegetation on the swelling and shrinking of soils in Australia ». *Géotechnique* 33 (2):127-39.
- Rosquoet, Frédéric, Luc Thorel, Jacques Garnier, et Nawel Chenaf. 2013. « Pieu sous charge latérale: Développement de lois de dégradation pour prendre en compte l'effet des cycles ». *Proc. 18th ICSMGE*. <http://www.cfms-sols.org/sites/default/files/Actes/2395-2398.pdf>.
- Salager, Simon. 2007. « Etude de la rétention d'eau et de la consolidation des sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique ». Université Montpellier 2, sciences et techniques du Languedoc. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00567000/>.
- Schlosser, François. 1983. *Elements de mécanique des sols*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

- Scholey, Graham K., J. David Frost, Diego C.F. Lo Presti, et Michele Jamiolkowski. 1995. « A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens ». *Geotechnical Testing Journal* 18 (2):137-56.
- Seed, H. B., et I. M. Idriss. 1971. « "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." » *J. Geotech. Engrg. Div.* 97:1249.
- Seed, H.B., et I.M. Idriss. 1982. *Ground motion and soil liquefaction during earthquake*. University of California, Berkeley: ERRI Monograph.
- Sheng, D, D. G. Fredlund, et A. Gens. 2008. « A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables ». *Canadian Geotechnical Journal* 45.
- Sherif, Mehmet A., Isao Ishibashi, et Chuzo Tsuchiya. 1977. « Saturation effects on initial soil liquefaction ». *Journal of Geotechnical Engineering Division* 103 (8):914-17.
- Skempton, A.W. 1954. « The pore-pressure coefficients A and B ». *Géotechnique* 4 (4):143-47.
- Tarantino, A., E. Romero, et Y. J. Cui. 2008. « Preface: Special Issue on Laboratory and Field Testing of Unsaturated Soils ». *Geotechnical and Geological Engineering* 26 (6):613-14. <https://doi.org/10.1007/s10706-008-9194-3>.
- Tatsuoka, Fumio, Kenzo Ochi, Shinji Fujii, et Masahiro Okamoto. 1986. « Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods ». *Soils and Foundations* 26 (3).
- Terzaghi, Karl. 1943. *Theoretical Soil Mechanics*.
- Thu, T.M., H. Rahardjo, et E.C. Leong. 2007. « Elastoplastic model for unsaturated soil with incorporation of the soil-water characteristic curve ». *Canadian Geotechnical Journal*, n° 44.
- Tokimatsu, Kohji, Shuji Tamura, Hiroko Suzuki, et Kota Katsumata. 2012. « Building Damage Associated with Geotechnical Problems in the 2011 Tohoku Pacific Earthquake ». *Soils and Foundations* 52 (5):956-74. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.014>.
- Tsukamoto, Yoshimichi, Shohei Kawabe, et Takaji Kokusho. 2012. « Soil Liquefaction Observed at the Lower Stream of Tonegawa River during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake ». *Soils and Foundations* 52 (5):987-99.
- Tsukamoto, Yoshimichi, Shohei Kawabe, Jo Matsumoto, et Shotaro Hagiwara. 2014. « Cyclic Resistance of Two Unsaturated Silty Sands against Soil Liquefaction ». *Soils and Foundations* 54 (6):1094-1103. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.11.005>.
- Unno, Toshiyasu, Motoki Kazama, Noriaki Sento, et Ryosuke Uzuoka. 2006. « Cyclic shear behavior of unsaturated volcanic sandy soil under various suction conditions ». *Unsaturated Soils 2006*, 1133-44.
- Unno, Toshiyasu, Motoki Kazama, Ryosuke Uzuoka, et Noriaki Sento. 2008. « Liquefaction of unsaturated sand considering the pore air pressure and volume compressibility of the soil particle skeleton ». *Soils and Foundations* 48 (1):87-99.
- Vaid, Y. P., J. C. Chern, et Hadi Tumi. 1985. « Confining pressure, grain angularity and liquefaction ». *Journal of Geotechnical Engineering* 111 (10).
- Vaid, Y. P., et S. Sivathayalan. 2000. « Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands ». *Canadian Geotechnical Journal* 37 (3):592-606.
- Vanapalli, S. K., M.V. Nicotera, et Radhey S. Sharma. 2008. « Axis translation and negative water column techniques for suction control ». *Geotechnical & Geological Engineering* 26 (6):645-60.
- Verdugo, Ramon, et Kenji Ishihara. 1996. « The steady state of sandy soils ». *Soils and Foundations* 36 (2):81-91.
- Villavicencio Arancibia, Gabriel. 2009. « Methodologie pour évaluer la stabilité des barrages de résidus miniers ». Université Blaise Pascal.
- Wheeler, S.J., et V. Sivakumar. 1995. « An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil ». *Géotechnique* 45 (1).

- Wulfsohn, Dvorlai, Bankole A. Adams, et Delwyn G. Fredlund. 1998. « Triaxial testing of unsaturated agricultural soils ». *Journal of Agricultural Engineering Research* 69 (4):317-30.
- Yamaguchi, A., T. Mori, M. Kazama, et N. Yoshida. 2012. « Liquefaction in Tohoku District during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake ». *Soils and Foundations* 52 (5):811-29. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.005>.
- Yamamuro, Jerry A., et Poul V. Lade. 1998. « Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124 (9).
- Yasuda, Susumu, Kenji Harada, Keisuke Ishikawa, et Yoshiki Kanemaru. 2012. « Characteristics of Liquefaction in Tokyo Bay Area by the 2011 Great East Japan Earthquake ». *Soils and Foundations* 52 (5):793-810. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.004>.
- Yegian, M. K., E. Eseller-Bayat, As Alshawabkeh, et S. Ali. 2007. « Induced-partial saturation for liquefaction mitigation: experimental investigation ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133 (4):372-80.
- Yoshimi, Yoshiaki, et Hiroshi Oh-Oka. 1975. « Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand ». *Soils and Foundations* 15 (3).
- Yoshimi, Yoshiaki, Keizo Tanaka, et K. Tokimatsu. 1989. « Liquefaction resistance of partially saturated sand ». *Soils and Foundations* 29 (3):157-62.
- Yoshimi, Y., et O. Osterberg. 1963. « Compression of partially saturated cohesive soils ». *Journal of the soil mechanics and foundations division* 89 (4).
- Youd, T.L., et I.M. Idriss. 2001. « Liquefaction resistance of soils : summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance ».
- Zlatovic, Sonja, et Kenji Ishihara. 1997. « Normalized behavior of very loose non-plastic soils : effects of fabric ». *Soils and Foundations* 37 (4).

## Annexe : Validité des mesures de perméabilité à l'air

On rassemble ci-dessous les graphes représentant l'évolution du paramètre  $\ln\left(\frac{p(t)}{p(0)}\right)$  en fonction du temps. Pour que les résultats de mesure de perméabilité à l'air soient valides, il faut que cette relation soit linéaire.

