



**HAL**  
open science

# Analyse par microtomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires

Jean-François Bruchon

► **To cite this version:**

Jean-François Bruchon. Analyse par microtomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université Paris-Est, 2014. Français. NNT : 2014PEST1007 . tel-01124287

**HAL Id: tel-01124287**

**<https://pastel.hal.science/tel-01124287v1>**

Submitted on 6 Mar 2015

**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 — — PARIS-EST

Thèse présentée pour obtenir le grade de

**Docteur de l'Université Paris-Est**

Spécialité : Géomatériaux

par

**Jean-François Bruchon**

Ecole Doctorale : SCIENCES, INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT

## *Analyse par microtomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires*

Thèse soutenue le 04/04/2014 devant le jury composé de :

M. Eduardo Alonso Pérez De Agreda	Rapporteur
M. Dominique Bernard	Président du jury
M. Michel Bornert	Examineur
M. Pierre Delage	Directeur de thèse
M. Jean-Michel Pereira	Examineur
M. Philippe Reiffsteck	Examineur
M. Matthieu Vandamme	Examineur
M. Gioacchino Viggiani	Rapporteur



# Remerciements

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire a été réalisé au sein des équipes Géotechnique et Multiéchelle du laboratoire Navier, et financé par une allocation de recherche de l'École Normale Supérieure de Cachan.

Je souhaite remercier chaleureusement mes deux encadrants rapprochés Matthieu Vandamme et Jean-Michel Pereira pour leurs innombrables conseils, idées et indéfectible soutien. Je remercie aussi Michel Bornert et Pierre Delage à l'origine et à la finition de nombreux résultats. Je tiens également à remercier les membres extérieurs de mon jury, Eduardo Alonso, Dominique Bernard, Philippe Reiffsteck et Cino Viggiani pour leur participation à ma soutenance de thèse et pour la qualité des échanges que nous avons pu avoir.

Sans oublier les collègues doctorants, chercheurs, permanents et ingénieurs du laboratoire avec qui tant de bons moments ont été partagés.

Un grand merci à mes parents pour la confiance qu'ils m'ont accordée au cours de ces nombreuses années d'études. Et enfin, je souhaite profondément remercier ma femme, Isabelle, et mon fils, Léonel, pour m'avoir notamment motivé et soutenu, chacun à leur manière.



# Tables des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>11</b>
1.1	Motivations . . . . .	11
1.2	Objectifs . . . . .	12
1.3	Organisation du manuscrit . . . . .	12
<b>2</b>	<b>Effondrement des sols non saturés : un problème géotechnique "non saturé"</b>	<b>15</b>
2.1	Quelques cas existants . . . . .	16
2.2	Reconnaissance des sols effondrables et critères d'identification . . . . .	18
2.3	Paramètres importants et mécanismes d'effondrement . . . . .	22
2.3.1	Nature géologique du sol . . . . .	22
2.3.2	Granulométrie . . . . .	23
2.3.3	Nature des agents de liaison . . . . .	25
2.3.4	Niveau de contrainte . . . . .	27
2.3.5	Degré de saturation . . . . .	28
2.3.6	Densité et microstructure initiales . . . . .	29
2.4	Méthodes de traitement . . . . .	30
2.5	Conclusions . . . . .	32
<b>3</b>	<b>Comportement des sols non saturés</b>	<b>33</b>
3.1	L'eau dans les sols . . . . .	34
3.1.1	Méthodes de mesure et de contrôle de la succion . . . . .	36
3.1.2	Propriétés de rétention d'eau . . . . .	37
3.1.3	Film d'eau . . . . .	39
3.2	Observations expérimentales . . . . .	42

3.2.1	Essai œdométrique . . . . .	42
3.2.2	Essai triaxial . . . . .	46
3.2.3	Un effondrement contrôlable ? . . . . .	46
3.3	Modélisation mécanique à l'échelle macroscopique . . . . .	48
3.3.1	Contrainte effective dans les sols saturés . . . . .	49
3.3.2	Contrainte effective dans les sols non-saturés . . . . .	50
3.3.3	Modèle de Barcelone . . . . .	51
3.4	Modélisation mécanique à l'échelle du grain : pont capillaire . . . . .	55
3.4.1	Tension de surface et pression capillaire . . . . .	55
3.4.2	Effort capillaire . . . . .	57
3.5	Passage de l'échelle du grain à l'échelle macroscopique . . . . .	62
3.5.1	Méthodes analytiques ou numériques par homogénéisation . . . . .	62
3.5.2	Méthode des éléments discrets . . . . .	64
3.6	Conclusions . . . . .	66
<b>4</b>	<b>Observation macroscopique de l'effondrement</b>	<b>67</b>
4.1	Effondrement des sables . . . . .	68
4.1.1	Constat et stratégie . . . . .	68
4.1.2	Sable d'Hostun . . . . .	70
4.2	Essai préliminaire de foisonnement . . . . .	71
4.2.1	Démarche adoptée . . . . .	71
4.2.1.1	Méthodes de remplissage . . . . .	74
4.2.1.2	Incertitudes de mesure . . . . .	75
4.2.2	Résultats . . . . .	76
4.2.2.1	Foisonnement proprement dit . . . . .	76
4.2.2.2	Microstructure . . . . .	78
4.3	Effondrement par imbibition . . . . .	81
4.3.1	Préparation d'échantillons . . . . .	81
4.3.1.1	Incertitudes de mesure . . . . .	82
4.3.2	Essais d'effondrement avec et sans contrôle du volume d'eau . . . . .	85
4.3.3	Résultats : états d'équilibre . . . . .	87
4.3.4	Résultats : états non stationnaires . . . . .	90
4.3.4.1	Dans le temps : fluage . . . . .	90

4.3.4.2	Au cours de l'apport d'eau . . . . .	93
4.4	Conclusion . . . . .	96
<b>5</b>	<b>Mesures à petites échelles : principes et méthode employée</b>	<b>99</b>
5.1	Mesures de champs à petites échelles . . . . .	101
5.1.1	État de contrainte . . . . .	101
5.1.2	Pression capillaire . . . . .	103
5.1.3	Cinématique . . . . .	103
5.1.4	Paramètres d'états . . . . .	106
5.2	Stratégie retenue . . . . .	110
5.3	Matériel . . . . .	111
5.3.1	La tomographie à rayons X . . . . .	111
5.3.1.1	Le microtomographe du Laboratoire Navier . . . . .	111
5.3.1.2	Principes de fonctionnement . . . . .	112
5.3.2	Cellules d'essai . . . . .	116
5.4	Corrélation d'images . . . . .	117
5.4.1	Maillage de référence . . . . .	119
5.4.2	Taille et cinématique des fenêtres de corrélation . . . . .	119
5.4.3	Critère de ressemblance et méthode d'interpolation subvoxels . . . . .	121
5.4.4	Calcul des déformations . . . . .	122
5.5	Segmentation des images de tomographie locale et quantités mesurées . . . . .	122
5.5.1	Seuillage des images et incertitudes . . . . .	124
5.5.2	Taille des agrégats et des pores . . . . .	126
5.5.3	Taille du volume élémentaire représentatif . . . . .	127
5.6	Détermination de la teneur en eau locale par la variation des niveaux de gris . . . . .	131
5.6.1	Principe de la méthode . . . . .	131
5.6.2	Choix des paramètres . . . . .	133
5.6.2.1	Teneur en eau et porosité initiales . . . . .	134
5.6.2.2	Normalisation des niveaux de gris . . . . .	134
5.6.2.3	Niveau de gris des phases . . . . .	134
5.6.3	Relations entre les échelles d'observation . . . . .	136
5.6.4	Ajustement de la teneur en eau . . . . .	137
5.6.5	Résumé de la méthode . . . . .	138



5.7	Résultats préliminaires . . . . .	140
5.7.1	Chargement mécanique . . . . .	140
5.7.2	Imbibition à volume d'eau contrôlé . . . . .	148
5.8	Conclusion . . . . .	150
<b>6</b>	<b>Effondrement capillaire observé à petites échelles</b>	<b>153</b>
6.1	Processus de préparation d'un échantillon . . . . .	155
6.1.1	Choix des images de référence pour la corrélation . . . . .	155
6.1.2	Détermination de la ROI . . . . .	157
6.1.3	Déformations générées par la compaction et l'arasage dans la ROI . . . . .	158
6.1.4	Niveaux de gris et incertitudes de la méthode de traitement . . . . .	159
6.1.5	Coupes verticales et moyennes orthoradiales . . . . .	162
6.1.6	Conclusion . . . . .	166
6.2	Dispositif expérimental . . . . .	166
6.2.1	Cellule et échantillon d'essai . . . . .	166
6.2.2	Contrôle de l'imbibition par la méthode de la colonne d'eau . . . . .	167
6.2.3	Paramètres et protocole d'acquisition . . . . .	169
6.3	Caractérisation de la microstructure initiale . . . . .	170
6.3.1	Homogénéité verticale et radiale . . . . .	170
6.3.2	Seuillage des images et incertitudes . . . . .	173
6.3.3	Taille des agrégats et des pores . . . . .	175
6.3.4	Volume élémentaire représentatif . . . . .	177
6.4	Évolutions de l'échantillon au cours de l'imbibition . . . . .	178
6.4.1	Potentiel de rétention d'eau . . . . .	179
6.4.2	Corrélation d'images volumiques . . . . .	180
6.4.3	Teneur en eau par la variation des niveaux de gris . . . . .	185
6.4.4	Taille des agrégats et des pores remplis d'air . . . . .	190
6.4.5	Tailles du volume élémentaire représentatif . . . . .	195
6.5	Discussions . . . . .	199
6.5.1	Microstructure initiale et son évolution avant effondrement . . . . .	199
6.5.2	Mécanisme d'effondrement . . . . .	199
6.5.3	Hétérogénéités . . . . .	200
6.5.4	Relations micro-macro . . . . .	201

6.6	Conclusion . . . . .	204
<b>7</b>	<b>Perspectives et conclusion</b>	<b>207</b>
7.1	Perspectives . . . . .	208
7.1.1	Comportement sous cycles d'imbibition-drainage . . . . .	208
7.1.2	Comportement sous charge mécanique et états instationnaires . . . . .	210
7.1.3	Comportement hydro-mécanique local d'autres matériaux . . . . .	210
7.1.4	Comportement à l'échelle des grains . . . . .	211
7.2	Conclusion . . . . .	212
<b>8</b>	<b>Références bibliographiques</b>	<b>215</b>



# Introduction

## 1.1 Motivations

Ce projet de thèse s'inscrit dans le cadre des études menées au sein du Laboratoire Navier sur les couplages hydro-mécaniques dans les géomatériaux, en particulier dans les sols granulaires. Ces recherches visent à améliorer nos connaissances sur les couplages entre les propriétés de rétention d'eau de ces sols et leur comportement mécanique. Pour ce faire, le projet s'appuie sur une collaboration étroite entre l'équipe Multiéchelle, représentée par M. Bornert, M. Vandamme et N. Lenoir, et l'équipe Géotechnique représentée par P. Delage et J.M. Pereira.

Les couplages hydromécaniques que l'on retrouve dans les géomatériaux sont nombreux et relativement complexes au vu des nombreuses recherches et théories présentes dans la littérature. Afin de limiter le champ d'étude de ce projet, nous avons choisi de nous concentrer sur un phénomène particulier : le phénomène d'effondrement capillaire. Ce phénomène apparaît lorsqu'un matériau granulaire non saturé se déforme, généralement brutalement et de manière irréversible, lorsqu'il est soumis à une imbibition ou à un drainage. La source de cette instabilité proviendrait d'une perte de cohésion capillaire issue d'une disparition totale ou partielle des ponts capillaires présents entre les grains. Ces ponts capillaires agissent telle une *précontrainte* qui, une fois relâchée, engendre des changements importants de la microstructure du matériau.

L'étude de ce phénomène d'effondrement capillaire s'explique par la volonté de traiter un problème aujourd'hui encore mal compris. Les moyens expérimentaux disponibles au Laboratoire Navier à travers l'équipe Multiéchelle (microtomographie aux rayons X associée aux méthodes de corrélation d'images) et l'équipe Géotechnique (dispositifs d'essais adaptés aux sols) offrent la possibilité d'étudier ce phénomène sous un angle innovant, en l'occurrence à l'échelle des grains ou d'amas de grains. D'un point de vue géotechnique, l'imbibition d'un sol peut entraîner l'apparition de grandes déformations sans que l'effondrement capillaire en soit la principale cause. En effet, les sols susceptibles de s'effondrer à l'état naturel sont généralement des sols granulaires lâches comportant une fraction argileuse ou limoneuse. Cette fraction fine a généralement un effet important sur le comportement du mélange en termes d'attraction d'eau et de réponse mécanique. Lorsque ces matériaux fins constituent la *colle* et participent à la tenue du sol, leur imbibition peut fragiliser l'ensemble de la structure granulaire et provoquer un effondrement. Les effondrements par imbibition, rencontrés plus largement dans la littérature, sont donc le résultat

d'une dégradation, au sens général, des éléments de liaison entre grains, que les liaisons soient d'origine physico-chimique ou capillaire.

Ainsi les résultats obtenus de l'étude de l'effondrement capillaire visent à comprendre plus finement le phénomène plus général d'effondrement par imbibition.

## 1.2 Objectifs

Le travail présenté dans cette thèse vise à apporter une compréhension fine des couplages hydromécaniques et plus particulièrement du phénomène d'effondrement capillaire. L'utilisation de matériaux granulaires modèles observés à petites échelles grâce au microtomographe à rayons X constitue le point de départ de cette étude. En effet, l'arrivée fin mars 2010 de la plateforme d'imagerie tomographique par rayons X au Laboratoire Navier a constitué un moyen de décliner ces recherches de façon innovante et de revisiter des problèmes géotechniques classiques.

Compte-tenu de la résolution du microtomographe ainsi que de la volonté d'imager les contacts intergranulaires, les ménisques capillaires ainsi que les mouvements ténus des grains lors des sollicitations hydromécaniques, les matériaux pouvant être imagés sont plutôt des sols granulaires (taille caractéristique des grains de plusieurs centaines de microns). Des matériaux modèles (billes de verres), des sables bien caractérisés (sable d'Hostun ou de Fontainebleau par exemple) ou des sols naturels (loess effondrables, étudiés au Laboratoire Navier dans le cadre de recherches sur la stabilité de la ligne du TGV Nord en partenariat avec la SNCF) constituent donc la base de matériaux utilisables dans ce projet.

Les objectifs portent dans un premier temps sur la capacité à reproduire et observer les phénomènes d'hystérésis et d'effondrement capillaire à l'échelle de l'éprouvette, appelée aussi échelle macroscopique. A première vue, cette étape préliminaire semble relativement simple puisque la littérature dédiée aux milieux granulaires et à leur comportement hydromécanique est vaste. Cependant dans le contexte de l'effondrement capillaire, des problèmes de préparation des éprouvettes sont rapidement apparus. Une des problématiques importantes de ce projet a donc porté sur la reconstitution d'éprouvettes suffisamment lâches et homogènes permettant d'observer le phénomène effondrement.

En parallèle, l'utilisation de la technique d'analyse non destructive par microtomographie aux rayons X suscite d'autres types de questionnements. La séparation des trois phases (air, eau et grains), la taille des échantillons ou encore l'application des techniques de corrélation d'images en sont des exemples. A partir de ces objectifs intermédiaires, nous souhaitons être en mesure d'observer l'évolution locale d'un matériau granulaire sous chargement hydrique et mécanique et d'en extraire les mécanismes locaux à l'origine de l'effondrement macroscopique. Une interprétation physique de ces mécanismes à l'échelle locale et de leurs liens avec le comportement observé à l'échelle macroscopique est donc attendue.

## 1.3 Organisation du manuscrit

Le manuscrit est structuré en cinq chapitres en plus du présent chapitre d'introduction et du dernier chapitre consacré aux perspectives et conclusions. Ces cinq chapitres sont ici brièvement résumés :

## **Chapitre 2 - Effondrement des sols non saturés : un problème géotechnique "non saturé"**

Ce chapitre montre, à partir de la bibliographie, quelques exemples et problématiques géotechniques de sols effondrables naturels ou compactés. Les critères d'identification permettant d'évaluer la susceptibilité à l'effondrement d'un sol sont présentés. Cependant, nous remarquerons que les essais d'effondrement sont les seuls à apporter une information concrète sur le potentiel d'effondrement d'un sol. De plus, ces essais permettent de mettre en évidence certains paramètres clés absents des critères d'identification. Enfin, ce chapitre termine sur la présentation de quelques solutions de traitement utilisées pour stabiliser un sol effondrable.

## **Chapitre 3 - Comportement des sols non saturés**

Ce chapitre précise l'influence de l'eau sur le comportement des sols non saturés. Les couplages hydromécaniques et les moyens expérimentaux permettant de les quantifier sont aussi décrits. Enfin, les deux principales approches de modélisation, phénoménologique et discrète, et leur limitations dans le contexte de l'effondrement capillaire sont présentées.

## **Chapitre 4 - Observation macroscopique de l'effondrement**

L'objectif de ce chapitre est de mettre en évidence certains phénomènes et paramètres susceptibles d'influencer le comportement d'éprouvettes effondrables de sable (comme le phénomène de foisonnement) et les étapes de préparation de ces éprouvettes. Des essais d'effondrement réalisés à l'œdomètre sont analysés et permettent notamment d'observer que la dynamique d'imbibition ne semble pas influencer le potentiel d'effondrement et que l'effondrement capillaire est un phénomène qui peut être progressif s'il est contrôlé de manière appropriée.

## **Chapitre 5 - Mesures à petites échelles : principes et méthode employée**

Dans sa première partie, ce chapitre présente les principaux moyens expérimentaux capables d'apporter des informations locales sur la microstructure et sur le comportement de matériaux granulaires. Puis, dans la seconde partie de ce chapitre, nous justifions et présentons l'approche employée dans l'étude par tomographie aux rayons X du comportement d'éprouvettes de sable humide. Les incertitudes de mesures sont estimées à partir de deux essais préliminaires, l'un mécanique et l'autre hydraulique.

## **Chapitre 6 - Effondrement capillaire observé à petites échelles**

Dans ce chapitre, l'analyse des étapes de préparation d'une éprouvette de sable humide nous permet de préciser son histoire et son degré d'homogénéité au cours de sa préparation. Un essai d'imbibition mené au sein du tomographe est analysé à partir des méthodes de traitement présentées au chapitre 5. Le comportement local du sol est alors comparé aux mesures macroscopiques et la notion de volume élémentaire est discutée.



# Effondrement des sols non saturés : un problème géotechnique "non saturé"

Ce chapitre présente les notions et notations principales utilisées dans cette thèse consacrée au phénomène d'effondrement des sols induit par changement de teneur en eau. Nous décrivons quelques exemples et problématiques rencontrés en géotechnique en nous intéressant aux paramètres de sols qui influencent l'effondrement comme la contrainte mécanique ou la densité initiale du sol. Les méthodes de traitement des sols effondrables sont ensuite abordées avant de conclure par un bilan des connaissances de ce problème géotechnique "non saturé".

## Sommaire

---

<b>2.1</b>	<b>Quelques cas existants . . . . .</b>	<b>16</b>
<b>2.2</b>	<b>Reconnaissance des sols effondrables et critères d'identification . . . . .</b>	<b>18</b>
<b>2.3</b>	<b>Paramètres importants et mécanismes d'effondrement . . . . .</b>	<b>22</b>
2.3.1	Nature géologique du sol . . . . .	22
2.3.2	Granulométrie . . . . .	23
2.3.3	Nature des agents de liaison . . . . .	25
2.3.4	Niveau de contrainte . . . . .	27
2.3.5	Degré de saturation . . . . .	28
2.3.6	Densité et microstructure initiales . . . . .	29
<b>2.4</b>	<b>Méthodes de traitement . . . . .</b>	<b>30</b>
<b>2.5</b>	<b>Conclusions . . . . .</b>	<b>32</b>

---



## 2.1 Quelques cas existants

Le phénomène d'effondrement connote une chute soudaine des propriétés mécaniques qui se traduit généralement par l'apparition de déformations importantes et irréversibles dues à un réarrangement brutal des particules. Les facteurs qui conduisent à l'effondrement d'un sol sont multiples. En géotechnique, deux types d'effondrement sont observés : effondrement par liquéfaction et effondrement par imbibition. Quel que soit le type d'effondrement, un sol effondrable est toujours assez lâche pour pouvoir se densifier au cours de l'effondrement. La liquéfaction statique ou dynamique intervient lorsque les surpressions interstitielles de l'eau au sein du sol ne se dissipent pas suffisamment rapidement lors de son cisaillement. Cette instabilité touche surtout les sols saturés et se traduit par des phénomènes rapides tels que des glissements de terrain. Ce type d'effondrement n'est toutefois pas traité dans cette thèse. C'est au contraire l'effondrement par imbibition qui nous intéresse, dans lequel une venue d'eau déclenche un phénomène d'effondrement et constitue un problème géotechnique "non-saturé", c'est-à-dire relatif aux sols non-saturés. Dans cette thèse, le terme "effondrement" est réservé exclusivement au phénomène d'effondrement par imbibition. Notons que le phénomène d'effondrement par séchage existe mais n'est jamais traité en géotechnique, car n'inquiète que les bâtisseurs de châteaux de sable.

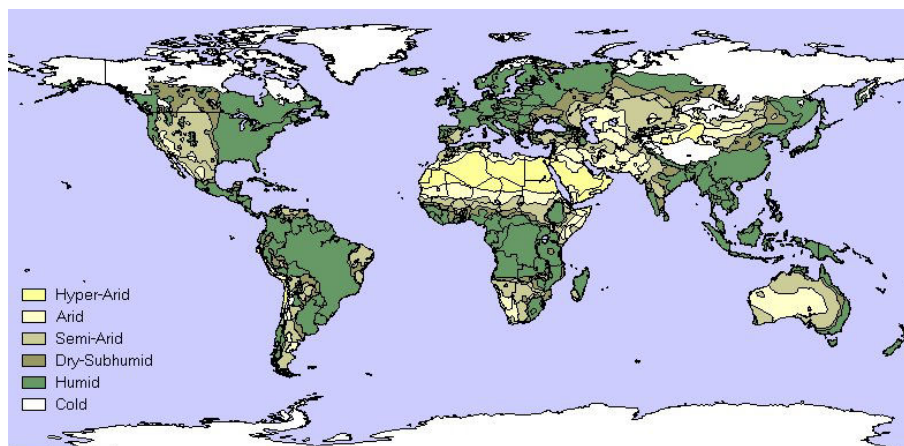


FIGURE 2.1 – Carte mondiale d'indice d'humidité (de GRID et UEA/CRU)

Contrairement aux sols compactés ou remaniés, la plupart des sols naturellement effondrables sont des sols relativement secs et se situent donc en zone aride et semi-aride. La figure 2.1 montre leur répartition géographique<sup>1</sup> en représentant l'indice d'humidité : le rapport des précipitations sur le potentiel d'évapotranspiration. Chaque continent est donc susceptible de posséder des zones à risques à partir de ce critère. L'eau à l'origine de l'effondrement par imbibition provient le plus souvent de chutes d'eau de pluie mais peut aussi être amenée par l'homme volontairement (barrages, canaux) ou involontairement (fuites d'eau provenant de canalisations, inondations ... (Goldschtein 1969)). Cet apport d'eau entraîne, suivant les cas, des problèmes de tassements de sols sous différents types d'ouvrages. Les exemples d'instabilités sont nombreux dans la bibliographie, et nous choisissons d'en présenter quelques-uns.

Nous pouvons par exemple citer la ligne LGV Nord en France qui, sur son tracé rencontrait des

1. <http://cals.arizona.edu/oals/soils/surveys/global.html>

loess (Delage *et al.* 2005), des sols sensibles à l'apport d'eau faisant apparaître des cavités après décapage de la terre végétale et fortes précipitations (figure 2.2(b) d'après Muñoz-Castelblanco *et al.* (2011)). Un autre exemple d'effondrement d'un sol intact, c'est-à-dire non remanié par l'homme, est le phénomène de subsidence à grande échelle observé dans les années 50 au cours de la construction du canal de la vallée de San Joaquin, en Californie (Poland *et al.* 1975). Les changements de conditions hydriques dans le sol initialement sec par l'ensemble du réseau (canal, pipelines, irrigation par l'agriculture) ont engendré d'importants tassements. Le sol sensible était une argile du Pléistocène déposée dans un bassin sédimentaire (Prokopovich 1986). Pour stabiliser le sol, le compactage mécanique s'est révélé moins efficace que l'inondation du sous-sol par la mise en place de bassins. A certains endroits, les tassements mesurés atteignaient 9 mètres de hauteur (voir figure 2.2(a)).

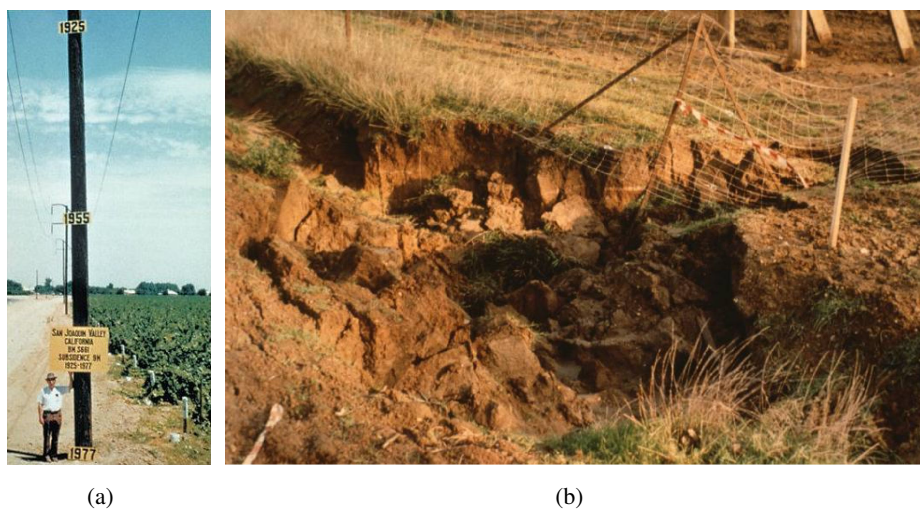


FIGURE 2.2 – (a) Subsidence de 9 m entre 1925 et 1977 dans la vallée de San Joaquin ; (b) effondrement du loess superficiel du Nord de la France d'après Muñoz-Castelblanco *et al.* (2011)

Bien que les exemples concernent généralement des sols fins, le sable est aussi sujet au problème d'effondrement sous imbibition. Au Koweït, un niveau trop faible de compactage d'un sable calcaire a entraîné des dommages aux infrastructures routières et aux bâtiments alentours (Ismael *et al.* 1987) et a engendré des coûts importants de remise en conformité.

Le compactage insuffisant de matériaux remaniés est un problème récurrent pour l'ingénieur. Penman (1980) a montré l'exemple du barrage en terre de Marte R. Gomez au Mexique qui a connu jusqu'à 1 mètre de tassement et présentait d'importantes fractures. Une humidification du barrage au moment de la construction a été réalisée pour minimiser les tassements, mais sans réel succès. Ce même défaut de compactage a été observé dans un remblai d'accès d'un pont (Delage 1989). Le compactage du schiste résiduel n'était pas suffisant (été sec et énergie de compaction sans doute trop faible) et des tassements jusqu'à 25 cm sont apparus. Des pluies importantes et une montée de la nappe phréatique étaient les éléments déclencheurs, comme l'ont montré les essais en laboratoire et les données pluviométriques. Booth (1977) a observé le même phénomène pour un remblai d'Afrique du Sud. D'un point de vue pratique, l'étude a montré que la teneur en eau de compactage ne doit pas être inférieure à l'optimum Proctor (teneur en eau garantissant la plus grande densité pour une énergie de compaction donnée), et que cette teneur doit être maintenue

tout au long de la construction où le chargement mécanique augmente. Une teneur en eau faible au moment du compactage augmente le potentiel d'effondrement. Cependant trop d'eau complique le travail sur chantier, et un compromis doit donc être trouvé.

Le dernier exemple que nous souhaitons aborder est un cas d'effondrement par séchage. Relativement rare mais meurtrier, ce phénomène s'observe sur les plages où des structures en sable (tunnels, trous) s'effondrent brutalement, piégeant parfois des victimes (Maron *et al.* 2007). L'évaporation de l'eau initialement présente est à l'origine de la perte de stabilité. Sur ces accidents, les secours ont beaucoup de mal à repérer et dégager ces victimes piégées dans un milieu au comportement complexe.

Ces exemples montrent la variabilité des niveaux d'effondrement et la diversité des sols susceptibles de s'effondrer, appuyant donc l'importance d'une bonne reconnaissance des sols afin de diagnostiquer la présence ou non de sols effondrables.

## 2.2 Reconnaissance des sols effondrables et critères d'identification

L'ingénieur doit être capable de reconnaître les sols effondrables, dans le but de prescrire les essais de sols adaptés et de pouvoir décider des solutions à mettre en œuvre. Une reconnaissance préalable du sol est donc une étape importante car elle conditionne le type d'études plus précises à réaliser au moment de la conception détaillée de l'ouvrage.

Pour ce faire, Clemence et Finbarr (1981) ont proposé une méthode simple qui consiste à prendre deux morceaux de sol de même taille. Un morceau est gardé intact tandis que l'autre est désagrégé, humidifié et modelé à la main. Si le volume du morceau intact est plus grand que celui du morceau reconstitué, alors le sol est potentiellement effondrable d'après Clemence et Finbarr (1981). La connaissance de la stratigraphie du sol est une information sûrement plus précieuse, généralement obtenue à partir des connaissances générales du terrain ou d'essais localisés en place (pénétromètres, pressiomètre Ménard parmi d'autres). Des faibles résistances révèlent une faible portance et un possible comportement effondrable (Rust *et al.* 2005, Abbeche *et al.* 2010). Des mesures complémentaires de la densité sèche, humide et des limites d'Atterberg peuvent confirmer la présence ou non d'un sol effondrable en utilisant les critères rencontrés dans la bibliographie. Ces critères tentent d'identifier si le sol risque de s'effondrer et le tableau 2.1 en présente les principaux. Les paramètres de sols utilisés sont l'indice des vides  $e$ , la teneur en eau  $w$ , le degré de saturation  $S_r$  et le poids volumique sec  $\gamma_d$ , définis ci-dessous :

$$e = \frac{V_v}{V_s}; w = \frac{m_w}{m_s}; S_r = \frac{V_w}{V_v}; \gamma_d = \frac{g \cdot m_s}{V_{tot}} \quad (2.1)$$

avec  $V_i$  et  $m_i$  le volume et la masse de  $i$ , avec  $i$  les indices suivant :  $w$  pour l'eau,  $a$  pour l'air,  $s$  pour la phase solide,  $v$  pour les vides (air et eau),  $tot$  pour tout l'échantillon. De plus, l'état du sol peut être notifié en utilisant  $nat$  pour l'état naturel et  $sat$  pour l'état saturé (voir tableau 2.1).

La méthode de Denisov (1951) propose une relation empirique qui utilise la limite de liquidité  $w_l$  de la fraction argileuse ( $e_{sat}(w_l) = w_l G_s$  avec  $G_s$  la densité spécifique de la fraction solide) et l'état de densité à l'état naturel ( $e_{nat} = G_s \gamma_w / \gamma_d - 1$  avec  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau). Ainsi, si à l'état intact le sol présente un indice des vides 1,3 fois plus grand que l'indice des vides d'un échantillon remanié, saturé, de teneur en eau égale à la limite de liquidité, le sol sera considéré

comme fortement effondrable. Ce critère est équivalent à la méthode proposée par Clemence et Finbarr (1981) vu précédemment. La méthode de Priklonskij (1952) est une méthode qui utilise uniquement la teneur en eau naturelle et les limites d'Atterberg. Avec cette méthode, un sol fortement effondrable est un sol qui possède une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité, quelle que soit sa densité. Ce sol sera considéré comme gonflant si la teneur en eau initiale est inférieure à la limite de plasticité. Au contraire, le critère de Clevenger (1958) exploite uniquement la densité sèche du sol en définissant une densité critique de  $14,1 \text{ kN/m}^3$  : les sols plus denses seraient donc sans danger. Feda (1964) a proposé un critère plus avancé (voir tableau 2.1) qui prenait en compte la densité initiale et l'indice de plasticité du sol ( $I_p$ ). Pour les sols granulaires et les loess, Feda (1966) a proposé un autre critère qui se base sur une porosité critique de 40%, contre 47% pour Clevenger (1958). Inspiré par le critère de Denisov (1951), Gibbs et Bara (1962) ont proposé une relation fondée sur la limite de liquidité et la teneur en eau à l'état saturé. Avec cette définition, plus le sol a une teneur en eau grande devant la limite de liquidité  $w_l$  et plus le risque d'effondrement est important. Ce critère est généralement présenté sur un abaque où la densité sèche est fonction de la limite de liquidité comme dans la figure 2.3 (en utilisant la relation  $w_{sat} = \gamma_w / \gamma_d - 1 / G_s$  dans le critère de Gibbs et Bara (1962) du tableau 2.1). Le code Russe de la construction reprend ce paramètre de limite de liquidité et ajoute un degré de saturation de 60%, au-delà duquel le sol n'est plus susceptible de s'effondrer. Le critère de Handy (1973) dévoile, quant à lui, une dépendance entre le pourcentage d'argile et le potentiel d'effondrement d'un loess. En effet, même si les limites d'Atterberg renseignent sur la sensibilité à l'eau de l'argile, le comportement du sol va certes dépendre de cette sensibilité mais aussi de sa fraction argileuse. L'activité du sol serait donc un paramètre plus pertinent car elle prend en compte la plasticité et le pourcentage des fines inférieures à  $2 \mu\text{m}$  (Ayadat et Ouali 1999). Dernier critère du tableau 2.1, le critère de Kassiff et Henkin (1967) considère le produit de la densité sèche par la teneur en eau sans faire intervenir l'activité de l'argile. D'autres critères peuvent être trouvés dans la bibliographie comme dans Alfi (1984), Reimers (1986), Ayadat et Hanna (2011) parmi d'autres.

Ces critères proposent des formules et s'appuient parfois sur des notions simples pour classer les sols en fonction de leur effondrabilité. Chaque critère favorise généralement une propriété devant les autres et il est préférable de croiser plusieurs critères pour s'assurer du caractère effondrable du sol, avec le risque d'inclure des sols non effondrables (Alfi 1984, Darwell et Denness 1976). Ils peuvent mettre en garde l'ingénieur et attirer son attention sur le risque d'effondrement. Dans ce cas, des essais complémentaires au laboratoire peuvent être menés pour estimer les tassements attendus. Sur site, des essais spécifiques sont réalisables comme l'essai à la plaque avec un apport d'eau complémentaire (Houston *et al.* 1988), mais restent rarement utilisés car difficilement exploitables : les conditions d'essais sont mal maîtrisées.

La question n'est donc plus de savoir si le sol est problématique, mais de savoir de combien il risque de s'effondrer. En laboratoire, le test le plus utilisé pour caractériser le potentiel d'effondrement est l'essai œdométrique, qui mesure la déformation verticale en fonction du chargement imposé. Cet essai est usuellement employé pour caractériser la compression et la consolidation des sols saturés. Pour évaluer le niveau d'effondrement, la conduite de l'essai est différente : le sol est comprimé puis mouillé sous une certaine contrainte verticale maintenue constante. On nomme cet essai "essai au simple œdomètre", en opposition à l'essai au double œdomètre (Jennings et Knight 1957). Ce dernier utilise deux échantillons, l'un saturé et l'autre non saturé, placés dans deux cellules œdométriques où le potentiel d'effondrement est déduit de la différence de hauteur

Tableau 2.1 – Critères pour l'identification des sols effondrables, modifié de Das (1995)

Denisov (1951)	coefficient de subsidence $K = \frac{e(w_l)}{e(w_{nat})}$ $K = 0,5-0,75$ : fortement effondrable $K = 1,5-2$ : non effondrable
Priklonskij (1952)	$K_D = \frac{w_l - w_{nat}}{I_p}$ $K_D < 0$ : fortement effondrable $K_D > 0,5$ : non effondrable $K_D > 1$ : gonflant
Clevenger (1958)	$\gamma_d < 12,6 \text{ kN/m}^3$ : tassements importants $\gamma_d > 14,1 \text{ kN/m}^3$ : tassements faibles
Gibbs et Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$ $R > 1$ : effondrable
Code Russe de la construction (1962)	$L = \frac{e(w_{nat}) - e(w_l)}{1 + e(w_{nat})}$ $S_r < 60\%$ et $L > -0,1$ : effondrable
Feda (1964)	$K_L = \frac{\frac{w_{nat}}{S_r} - w_p}{I_p}$ $S_r < 100\%$ et $K_L > 0,85$ effondrable
Handy (1973)	loess de l'Iowa avec une teneur en argile : $< 16 \%$ : haut risque d'effondrement $> 32 \%$ : généralement pas de risque
Kassiff et Henkin (1967)	$\gamma_d w_{nat} < 15$ : fortement effondrable avec $\gamma_d$ exprimé en $\text{g.cm}^{-3}$ et $w_{nat}$ en pourcentage
$e$ : indice des vides $w_{nat}$ : teneur en eau naturelle $w_p$ : limite de plasticité $w_l$ : limite de liquidité $I_p$ : indice de plasticité ( $w_l - w_p$ ) $S_r$ : degré de saturation $\gamma_d$ : poids volumique sec	

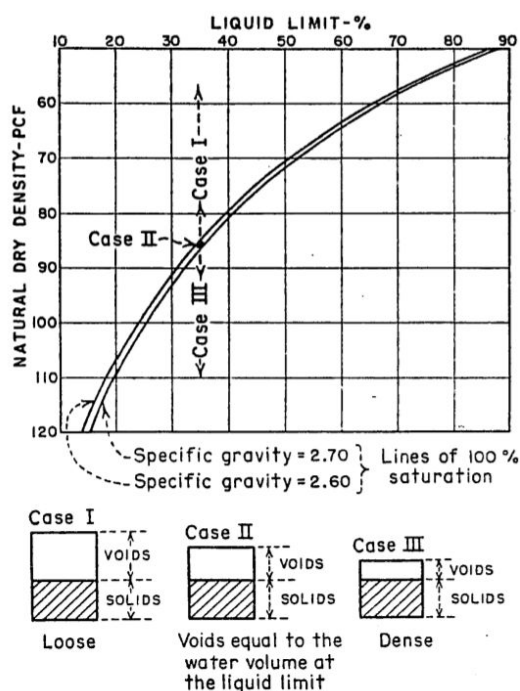


FIGURE 2.3 – Critère de Gibbs et Bara (1962) pour l'évaluation du risque d'effondrement, d'après Alfi (1984)

entre les deux échantillons. Une description plus détaillée de ces deux essais et d'autres essais de laboratoire (essais au triaxial et à effondrement contrôlé) est présentée plus loin dans la partie consacrée aux observations expérimentales (voir section 3.2). Les essais permettent à l'ingénieur d'obtenir une information sur le comportement du sol et d'estimer le niveau d'effondrement pour une charge verticale donnée. La charge à prendre en compte est généralement calculée à partir de la descente de charge de l'ouvrage prenant en compte les charges permanentes, variables et accidentelles (calcul aux états limites selon les Eurocodes par exemple). Les études au laboratoire permettent d'atteindre une bonne précision en terme d'estimation du niveau d'effondrement d'un sol (Dudley 1970, Mackechnie 1989) même si l'opération de carottage est critique et que l'état de contrainte entre le site et la cellule d'essai peut être différent.

A partir des résultats d'effondrement, la norme américaine *Measurement of Collapse Potential of Soils* (ASTM 1996) distingue l'indice d'effondrement ( $I_e$ ) du potentiel d'effondrement ( $I_c$ ). L'indice d'effondrement ( $I_e$ ) est égal aux déformations produites lors de la saturation du sol sous 200 kPa de chargement vertical (pression équivalente à 11 m de sol pour une masse volumique apparente de  $1800 \text{ kg.m}^{-3}$ ). Cet indice, proposé à l'origine par Jennings et Knight (1975), peut permettre de comparer et classer différents sols : la norme propose une classification de la susceptibilité à l'effondrement donnée dans le tableau 2.2. Le potentiel d'effondrement ( $I_c$ ), quant à lui, est déterminé pour n'importe quel niveau de chargement. Ce potentiel est utilisé pour estimer les tassements d'une couche de sol connaissant la charge verticale prévue.

La grande diversité des critères est due à la difficulté à expliquer et à prévoir simplement le phénomène d'effondrement. La variété des types de sols rencontrés et leur état empêchent de trouver un critère unique. De plus, suivant le type d'ouvrage et sa capacité à supporter des tassements totaux

Tableau 2.2 – Classification de l'indice d'effondrement  $I_e$  (ASTM 1996)

Degré d'effondrement	Indice d'effondrement ( $I_e$ ) %
aucun	0
léger	0,1 à 2,0
modéré	2,1 à 6,0
modérément sévère	6,1 à 10,0
sévère	>10

et différentiels, la présence de sols effondrables est plus ou moins problématique. Ces classifications se basent donc sur des critères subjectifs d'effondrement, adaptés à certains types de sol et certains ouvrages.

### 2.3 Paramètres importants et mécanismes d'effondrement

Le phénomène d'effondrement dépend de nombreux de facteurs. Le tableau 2.1 donne quelques informations sur ces propriétés importantes comme l'état naturel du sol et l'activité de sa fraction argileuse. Yudhbir (1982) a isolé d'autres facteurs importants comme : le type de sol (minéralogie, granulométrie), la nature des agents de liaison et de cimentation, la contrainte appliquée, le degré de saturation et la densité initiales, la quantité et la dynamique de mouillage (nappe phréatique, infiltration des eaux de pluies). On voit apparaître les agents de liaison entre particules du sol, qui n'apparaissent pas dans le tableau 2.1 puisque difficiles à mesurer. Pourtant l'existence de ces liaisons est primordiale car leur affaiblissement est à l'origine du phénomène d'effondrement. Barden *et al.* (1973) ont postulé que les trois principales conditions à l'origine du phénomène d'effondrement sont :

- une structure ouverte, potentiellement instable et partiellement saturée,
- une contrainte existante ou supplémentaire suffisamment importante,
- des éléments de liaison suffisamment résistants pour stabiliser les contacts intergranulaires et relativement faibles pour disparaître ou être fragilisés lors de l'imbibition.

Ces différents facteurs et leurs effets sur l'effondrement sont détaillés ci-dessous.

#### 2.3.1 Nature géologique du sol

La liste des modes de déposition géologique pour lesquels le phénomène d'effondrement a été observé (Dudley 1970, Clemence et Finbarr 1981, Alfi 1984) est assez vaste. On peut citer les dépositions d'origine :

- éolienne : sables, loess (limons altérés et transportés par le vent),
- aérienne : cendres volcaniques,
- colluviale : débris de roche tombés par gravité d'une pente ou d'une falaise,
- alluviale : apporté par des coulées boueuses et des cours d'eau,
- résiduelle : altération physico-chimique des roches mères,
- anthropique : sols compactés par l'homme (remblais, barrages en terre, ...).

Cependant, la connaissance du type de dépôt ne permet pas d'en déduire le niveau d'effondrement du sol du fait de l'importance d'autres paramètres. En revanche, elle informe sur son histoire et

son état physico-chimique.

Pour la vallée de Joaquin, de longues périodes sèches étaient interrompues par des crues violentes provoquant des coulées boueuses venant des versants entourant la vallée (Dudley 1970). Ce nouveau matériau venait recouvrir l'ancien dépôt alluvial alors plus sec et plus résistant. Les loess sont bien connus pour être des sols effondrables même dans des régions humides (Krinitzsky et Turnbull 1967, Delage *et al.* 2005). Ces sols sont le résultat d'un dépôt éolien de particules principalement limoneuses, d'argile et de sable (Pécsi 1990). N'ayant pas subi au moment des périodes glaciaires de surcharge importante, ces sols lâches ont été recouverts au fil du temps par des couches de sols plus imperméables. Dans l'exemple de la LGV Nord, les loess rencontrés s'effondraient sans surcharge mécanique, alors que d'autres sols doivent être surchargés pour observer un effondrement. De ce constat, Reginatto et Ferrero (1975) ont proposé une distinction entre les sols qui peuvent subir une réduction subite de leur volume lors de la saturation sans chargement mécanique supplémentaire et ceux qui doivent être surchargés pour s'effondrer par saturation. Deux catégories de sols ont ainsi été proposées : les sols réellement effondrables et les sols potentiellement effondrables.

Les sols éoliens, comme les loess, peuvent donc être réellement effondrables, alors que les sols résiduels effondrables sont généralement des sols potentiellement effondrables. Les sols résiduels sont issus d'une altération chimique, biologique et/ou mécanique en place de roches magmatiques (basaltes, granites, etc), sédimentaires (marbres, craies, etc) ou métamorphiques (schistes, gneiss, etc) d'après la définition proposée par Blight (1997). Dans le cas des roches granitiques, les micas mais surtout les feldspaths peuvent s'altérer au contact d'une eau chargée en dioxyde de carbone (phénomène de kaolinisation). Puis les produits ainsi formés sont éliminés par lixiviation (transport par l'action de l'eau), laissant derrière eux une structure plus poreuse (Clemence et Finbarr 1981, Alfi 1984). Les roches calcaires sont aussi susceptibles de s'effondrer à cause du phénomène de dissolution de la calcite au contact d'un milieu acide. Ainsi, dans ces deux exemples, l'apport d'eau altère progressivement la résistance mécanique de sols résiduels en augmentant leur porosité. L'imbibition de ces sols à certaines contraintes mécaniques peut entraîner un effondrement (Clemence et Finbarr 1981, Yudhbir 1982, Barksdale et Blight 1997).

### 2.3.2 Granulométrie

Rogers (1995) a listé les principaux types de sols effondrables en les classant suivant leur taille caractéristique : sableux (sable granitique et du Kalahari d'Afrique du Sud, sable éolien du Sahara), limoneux (loess de tous les continents) et fins (cendres volcaniques (Herrera *et al.* 2007, De Simone 2010), volantes de charbon (Trivedi et Sud 2004, Sekhar Madhyannapu *et al.* 2008)). Moins connus, les sols cimentés du Nigeria, les sols gypseux de Russie ou encore les sols salins de Chine sont aussi effondrables (Rogers 1995). Par l'énumération de ces exemples variés, Rogers souhaite montrer qu'il n'y a pas qu'une famille de sol à risque, et que jusqu'à preuve du contraire, le sol devrait toujours être considéré comme effondrable dans chaque projet de construction. Il propose une classification des sols à risque et de leur mécanisme de formation et révèle les principales formations de sol effondrables : les sols résiduels et les loess.

La figure 2.4 présente la courbe granulométrique de différents sols résiduels effondrables et montre que le phénomène d'effondrement est susceptible d'apparaître dans de nombreux types de sols de



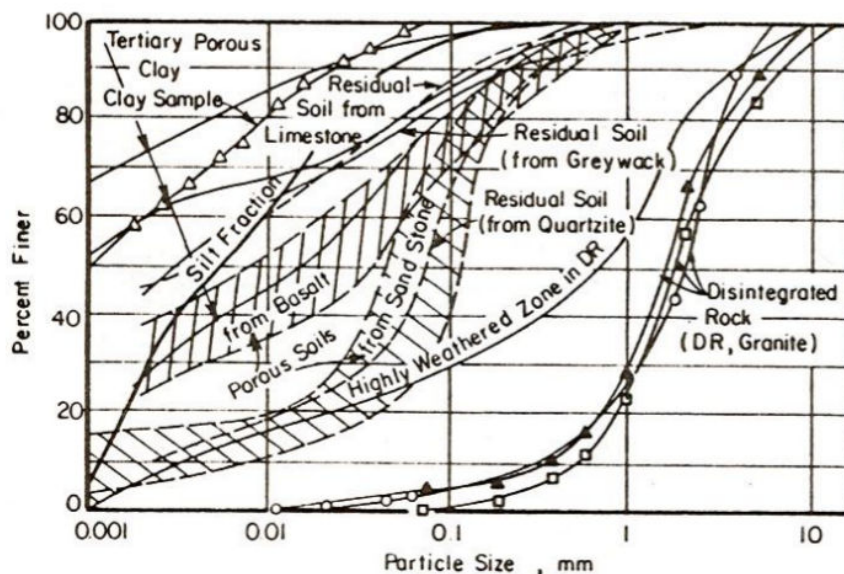


FIGURE 2.4 – Courbes granulométriques de sols résiduels effondrables d'après Yudhbir (1982)

tailles caractéristiques différentes : diamètre moyen  $D_{50}$  des particules de quelques micromètres à quelques millimètres. Cependant, l'influence de la granulométrie sur le niveau d'effondrement n'est pas encore très bien comprise. Dans la vallée de San Joaquin, les sols comportant une teneur en argile de 12% présentaient le maximum d'effondrement. En dessous de 5 %, peu d'effondrement était mesuré, et au-dessus de 30% le sol gonflait (Dudley 1970). Bell et Bruyn (1997) confirmaient qu'une augmentation de la teneur en argile diminuait le niveau d'effondrement.

Une manière d'évaluer l'impact des particules fines sur le potentiel d'effondrement est de reconstituer des échantillons à différentes teneurs en fines (El Sohby et Rabbaa 1984, Lawton *et al.* 1992, Abbeche *et al.* 2007). Les résultats montrent que la teneur en fines influence l'indice d'effondrement  $I_e$  jusqu'à environ 30 % en masse lorsque l'argile est peu plastique. Au-delà d'une certaine quantité, un gonflement est même observé lorsque l'argile est très plastique. La figure 2.5 (Lawton *et al.* 1992) présente ces tendances, dans laquelle le potentiel d'effondrement varie avec la teneur en argile pour différentes contraintes verticales et différentes argiles.

Booth (1977) a étudié six différents sols (dont la fraction argileuse est comprise entre [3% : 9%] et de sable entre [56% : 92%]) d'Afrique du Sud à l'origine de dégâts sur des infrastructures routières. Aucune relation n'a été proposée entre la granulométrie des sols étudiés et leur niveau d'effondrement. Booth conclut que la densité initiale est le facteur dominant et que tous les sols peuvent s'effondrer sous des conditions adéquates (Brackley 1971, Barden *et al.* 1973, Booth 1977). Le coefficient d'uniformité du sol, ou coefficient de Hazen ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ), et son effet sur l'effondrement d'échantillons compactés ont été étudiés par Ayadat et Hanna (2007). A même poids volumique sec ( $15.5 \text{ kN.m}^{-3}$ ) et mêmes teneurs en eau initiales de 8% et 2%, une augmentation de  $C_u$  de 10 à 110 entraîne respectivement de 5% à 10% d'effondrement supplémentaire.

Quelques études tentent d'exploiter un grand nombre d'essais pour en déduire des tendances et prévisions sur le niveau d'effondrement attendu. Des régressions sont employées dans les études de Basma et Tuncer (1992), de Ayadat et Hanna (2007) et de Lim et Miller (2004) et des réseaux de

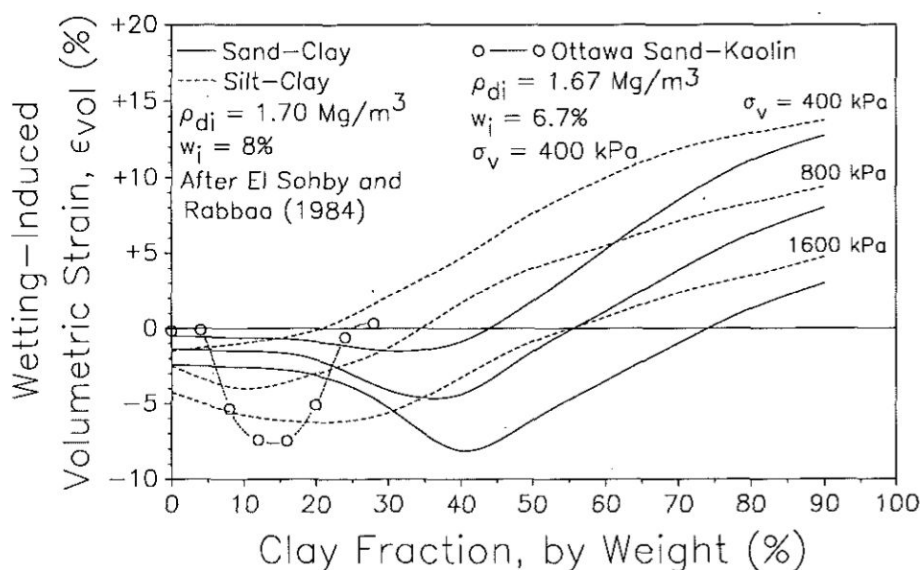


FIGURE 2.5 – Influence de la teneur en fines sur le potentiel d'effondrement (Lawton *et al.* 1992). L'effondrement correspond aux déformations volumiques négatives.

neurones dans celles de Juang et Elton (1997), Juang *et al.* (1999), Habibagahi et Taherian (2004), Basma et Kallas (2004). Les réseaux de neurones utilisent des résultats d'essais pour "éduquer" un réseau constitué de nœuds et de liens. Les entrées du système sont par exemple les propriétés du sol et le niveau de contrainte, et il en sort l'effondrement attendu. Cette approche s'apparente à une étude statistique. Ces méthodes (régressions et réseaux de neurones) sont trop générales pour en extraire des résultats quantitatifs sur un sol particulier, mais permettent d'obtenir des tendances et corrélations. Ainsi par régression linéaire sur des sols compactés, Basma et Tuncer (1992) évaluent le potentiel d'effondrement ( $CP$  en %) comme une fonction du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ), de la teneur en eau initiale ( $w_{nat}$  en %), de la densité sèche ( $\gamma_d$  en  $\text{kN.m}^{-3}$ ) et de la contrainte mécanique appliquée au cours de la saturation ( $\sigma$  en kPa) :

$$CP = 48.496 + 0.102C_u - 0.457w_{nat} - 3.533\gamma_d + 2.80 \ln(\sigma) \quad (2.2)$$

De cette relation et en reprenant les conditions de tests de Ayadat et Hanna (2007), nous retrouvons 10% d'effondrement supplémentaire lorsque  $C_u$  passe de 10 à 110 mais cela indépendamment de la teneur en eau initiale. A partir d'un réseau de neurones, Habibagahi et Taherian (2004) montrent une diminution de l'effondrement avec l'augmentation de la fraction argileuse, qui n'est pas prise en compte dans l'équation 2.2 dans laquelle une augmentation de  $C_u$  à densité constante augmente le potentiel d'effondrement. Ce type d'équation, quasiment linéaire avec les variables du sol, ne permet pas de reproduire l'évolution complexe du potentiel d'effondrement comme celle présentée dans la figure 2.5.

### 2.3.3 Nature des agents de liaison

Northey (1969), Dudley (1970), Aitchison (1973), Barden *et al.* (1973) parmi d'autres ont présenté les types de liaisons entre grains à l'origine d'une cohésion dans les sols non saturés. Trois types de cohésions sont rencontrées :

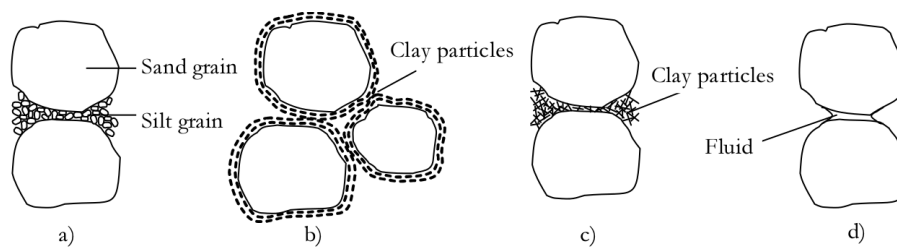


FIGURE 2.6 – Principales liaisons intergranulaires (tirées de Lins (2009) d'après Barden *et al.* (1973))

- cohésion capillaire entre grains de sable ou de limon,
- cohésion induite par des plaquettes d'argile réparties autour de grains de sable ou de limon,
- cohésion chimique par des oxydes de fer, des carbonates de calcium ou mécanique par d'autres matériaux d'apports comme les liants hydrauliques.

La cohésion capillaire tire son origine des ménisques d'eau présents entre grains de sable ou de limon qui sont en dépression par rapport à la pression atmosphérique (voir figure 2.6 d). Cette cohésion capillaire sera détaillée plus loin.

Le deuxième type de cohésion est dû aux plaquettes d'argile qui, placées entre les grains de plus grosses tailles, assurent la tenue du mélange et une meilleure résistance au cisaillement à faible teneur en eau. Lorsque cette teneur en eau augmente, les plaquettes d'argile perdent leurs caractéristiques mécaniques et libèrent les grains. La répartition de la fraction argileuse dans le sol peut être soit en surface des grains (figure 2.6 b) soit sous forme floculée au niveau des contacts intergranulaires (figure 2.6 c). La première situation apparaît lorsque l'argile s'est formée en place par authigenèse (formation de l'argile en place par une dégradation des grains). La deuxième situation serait induite par une alternance de périodes humides et sèches où l'argile présente dans l'eau se déposerait sous forme d'un pont d'argile au point de contact entre deux grains (Barden *et al.* 1973).

La dernière nature de liaison est la cimentation chimique qui est visible par exemple dans les loess en présence de particules de carbonate de calcium ou dans les sables rouges chargés en oxydes de fer. Ces liaisons se forment soit par (re)précipitation pour les carbonates de calcium soit par dépôt pour les oxydes de fer. Une des méthodes de traitement des sols effondrables, abordée plus tard, est la création d'une cohésion chimique à partir d'une injection de produits chimiques (Sokolovich et Semkin 1984), de liants hydrauliques ou de bactéries.

Ces différentes liaisons n'ont pas la même résistance mécanique et le même processus de dégradation. La cinétique d'effondrement se trouve donc influencée par le type de cohésion. L'effondrement sera brutal si la cohésion est principalement capillaire, plus lent en présence d'argile et encore plus lent si la cimentation est chimique (Barden *et al.* 1973). D'après Booth (1973), l'imperméabilité des ponts d'argiles (nature et fraction d'argile) apporte 20 à 30% d'effondrement différé dans le temps sur l'effondrement total. Le caractère brutal ne caractérise donc pas forcément le phénomène d'effondrement par imbibition (Rogers 1995). De plus, lorsque l'argile est en surface des grains, la liaison est de type quartz-argile-quartz, alors que l'argile agit comme un étai des grains lorsqu'elle est floculée. Les liaisons argileuses sont complexes par nature et il semble difficile d'identifier la part des effets physico-chimiques et la part des effets capillaires sur

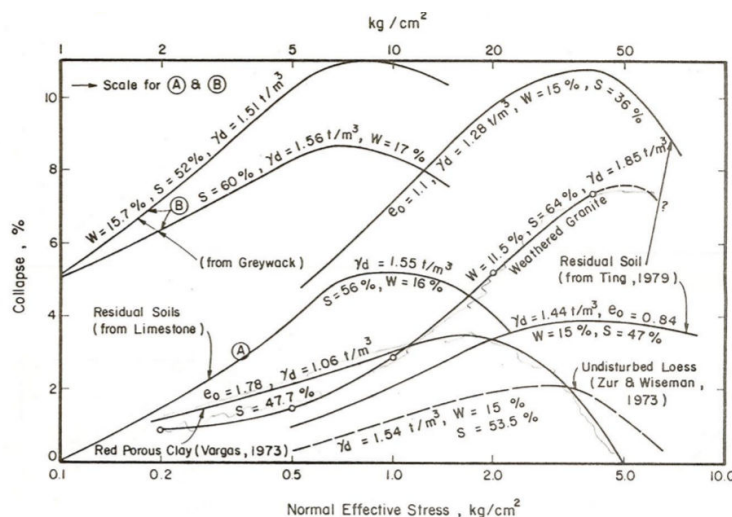


FIGURE 2.7 – Potentiel d'effondrement en fonction de la contrainte verticale nette ( $1 \text{ kg.cm}^{-2} = 100 \text{ kPa}$ ) d'après Yudhbir (1982)

l'effondrement total (Barden *et al.* 1973).

### 2.3.4 Niveau de contrainte

Le niveau de contrainte appliqué sur le sol au cours de son imbibition influence aussi le niveau d'effondrement. La figure 2.7 présente l'évolution du potentiel d'effondrement ( $I_c$ ) en fonction du niveau de contrainte pour différents types de sol (résiduels, éoliens). Chaque courbe montre une augmentation de  $I_c$  avec la contrainte jusqu'à une certaine valeur, puis une diminution. Vargas (1973) situe ce maximum d'effondrement autour de la contrainte de préconsolidation pour les sols résiduels partiellement saturés. Cette contrainte fait intervenir l'histoire de chargement du sol et est généralement égale à la plus grande contrainte vue par le sol. Muñoz-Castelblanco *et al.* (2011) observent la même évolution sur un loess naturel où la contrainte de préconsolidation était environ égale à la contrainte in situ (contrainte appliquée par le poids des terres). Prusza et Choudry (1979) ont identifié cette notion de préconsolidation comme étant une fonction du degré de saturation initial.

Lorsqu'une charge mécanique est appliquée sur un sol granulaire, celui-ci développe un réseau de chaînes forces à travers le réseau de grains et de contacts. Ces contacts assurent la transmission des efforts normaux  $N$  et tangentiels  $T$ . Les éléments de liaison apportent en moyenne une stabilisation des contacts en augmentant l'effort normal ( $N_c$  : effort normal capillaire, par exemple dû à l'argile en surface des grains) et/ou en changeant le type de comportement du contact (effort tangentiel maximal augmenté de  $T_c$  : chimique, argile comme support) et permettent dans les deux cas d'augmenter l'effort tangentiel maximal admissible avant glissement (Dudley 1970, Barden *et al.* 1973). Avec une approche simplifiée (loi de Coulomb), l'effort maximal peut être donné par :

$$T < (N + N_c)\mu + T_c \quad (2.3)$$

Un vecteur de force ( $N$ ,  $T$ ) peut donc vérifier ce critère à l'état non saturé sans toutefois vérifier le critère à l'état saturé où  $N_c$  et  $T_c$  tendent vers zéro. Un réarrangement des particules se produit

Tableau 2.3 – Valeurs critiques du degré de saturation au dessus duquel le sol ne s’effondre plus, d’après Schwartz (1985). Fines : particules inférieures à 0.075 mm

Type de sol	Degré de saturation critique	Référence
- Sable argileux 35% de fines	46-51%	Knight (1961)
- Sable limoneux 40% de fines	61%	
- Gravier fin	6-10%	Jennings et Knight (1975)
- Sable limoneux	50-60%	
- Limon argileux	90-95%	
- Sable rouge de Berea 25% de fines	69%	Errera (1977)
- Granite altéré 15 % de fines	52%	
- Sable de Sishen 10% de fines	21%	

à l'échelle microscopique, on observe alors un effondrement macroscopique. Ainsi lorsque les forces augmentent et tendent à s'approcher du critère non saturé, l'effondrement sera de plus en plus important (tendance également présente dans le modèle Basique de Barcelone décrit dans la section 3.3.3). Cette augmentation de  $I_c$  avec le chargement mécanique se retrouve sur les courbes de la figure 2.7. Cependant, plus la contrainte appliquée augmente, plus l'échantillon se densifie avant saturation. Ce tassement à l'état non saturé participe à la réduction du potentiel d'effondrement observée après le pic. On peut noter que la régression linéaire proposée par Basma (voir équation 2.2) peut reproduire ce changement de comportement sous charge grâce aux contributions du poids volumique sec et de la charge appliquée sur le potentiel d'effondrement.

### 2.3.5 Degré de saturation

Suivant le degré de saturation initialement présent dans les sols naturels ou compactés, le niveau d'effondrement observé sera changé. L'idée est que pour un certain degré de saturation une partie de l'effondrement s'est déjà produite. Le potentiel d'effondrement caractérise alors la part restante d'effondrement lorsque la saturation totale est atteinte, ou quasiment atteinte. Le problème est un peu plus complexe pour les sols compactés puisque l'eau initialement présente joue un rôle sur la compaction du matériau. Cet effet est visible dans l'essai Proctor où une faible quantité d'eau lubrifie les contacts et facilite la réorganisation des agrégats en augmentant la densité sèche du matériau. Cependant à partir d'une certaine quantité d'eau qui est définie comme l'optimum Proctor, la compaction devient moins performante car l'eau reprend alors une partie de l'effort de compactage.

De plus, il apparaît qu'à partir d'un degré de saturation, le sol ne se déforme plus. Ce degré de saturation particulier, appelé saturation critique, est donné dans le tableau 2.3 pour certains types de sols (Schwartz 1985). Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979) proposent quant à eux qu'au-delà de 60 - 65 % de degré de saturation initiale, les sols ne sont plus susceptibles de s'effondrer.

Les sols compactés étudiés par Booth (1977) présentent un niveau d'effondrement qui dépend de la teneur en eau de compaction (c.f. figure 2.8(a) sur un sable limoneux composé de 56% de sable, 34% de limon et 8% d'argile). Booth (1977) et Ganeshan (1982) précisent que, pour des degrés de saturation supérieurs à 50-60%, le potentiel d'effondrement est très faible et aussi indépendant du niveau de chargement appliqué lors du mouillage (c.f. figure 2.8(b)).

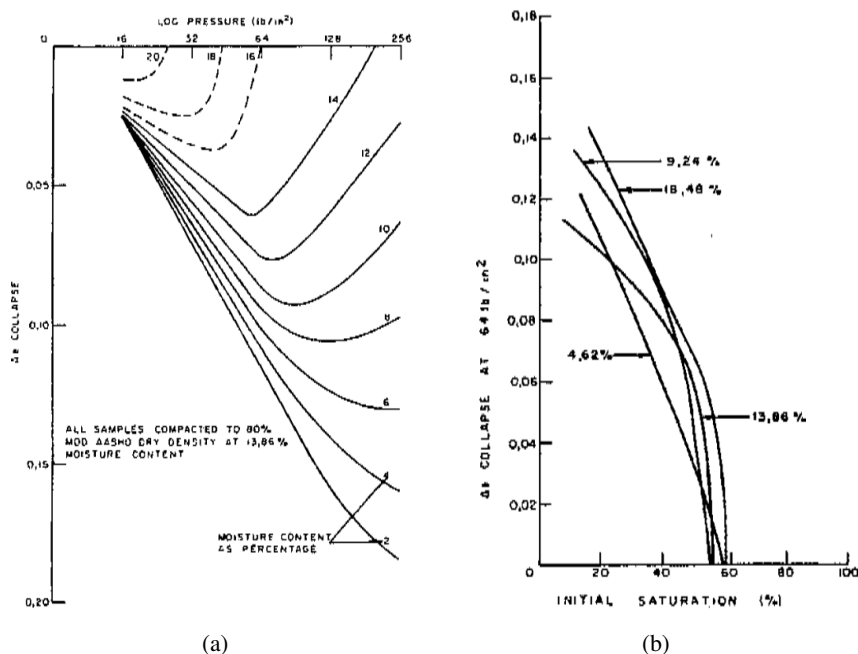


FIGURE 2.8 – (a) Effondrement en fonction de la contrainte appliquée pour différentes teneurs en eau initiales de compaction d'un sable limoneux ; (b) Effondrement en fonction de la saturation initiale pour différentes teneurs en eau initiales (nombres en face des flèches) de compaction du même sable sous  $64 \text{ lb.m}^{-2}$  ( $441 \text{ kN.m}^{-2}$ ) d'après Booth (1977).

Ce degré de saturation critique semble augmenter avec le pourcentage de fines d'après le tableau 2.3. Plusieurs interprétations sont possibles : soit beaucoup d'eau est nécessaire pour imbiber l'argile et affaiblir sa résistance, soit l'effondrement débute une fois le régime capillaire atteint (l'argile est déjà saturée), soit une combinaison des deux. Cette question posée par Barden *et al.* (1973) reste ouverte encore aujourd'hui. Pour y répondre, une solution possible est de contrôler la succion dans le sol plutôt que de saturer brutalement les échantillons. Avec cette méthode il est possible de corrélérer une variation de succion avec un niveau d'effondrement et donc d'estimer l'origine des effondrements :

- capillaire : succion faible, inférieure à une centaine de kPa
- origine physico-chimique : succion importante et pouvant varier avec la nature de l'eau (réaction acido-basique, d'oxydoréduction ...)

### 2.3.6 Densité et microstructure initiales

Plusieurs articles proposent une masse volumique critique entre 1400 (Clevenger 1958) et 1600  $\text{kg/m}^3$  (Booth 1977, Brink *et al.* 1982, Feda 1966) au dessus de laquelle un sol plus dense ne pourrait pas s'effondrer. Cependant, Jennings et Knight (1975) conseillent de ne pas prendre la

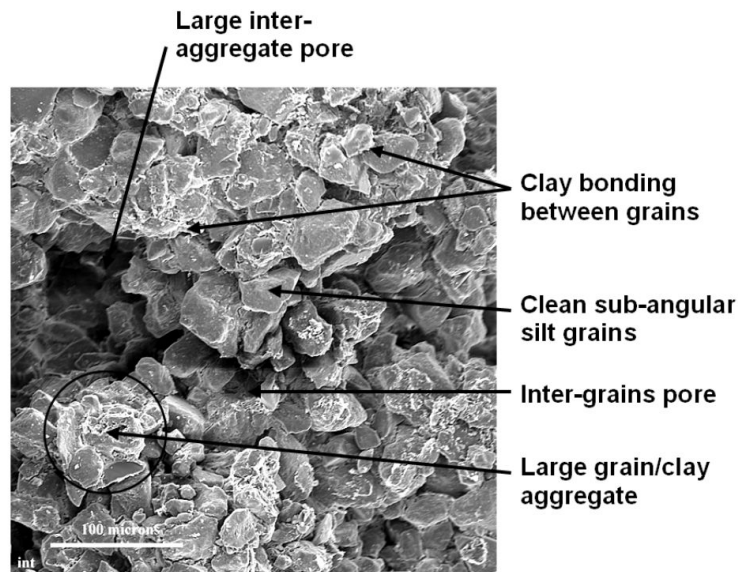


FIGURE 2.9 – Image par microscopie électronique à balayage du loess de Bapaume (Muñoz-Castelblanco *et al.* (2012))

densité sèche comme unique critère d'instabilité, car des contre-exemples existent à cette valeur de densité : sols moins denses mais non effondrables (Dudley 1970) et plus denses mais effondrables (El Sohby et Rabbaa 1984).

L'arrangement de la microstructure est sans doute plus critique. En effet, des expériences ont montré que sur deux éprouvettes de même densité sèche, préparées à des teneurs en eau initiales différentes (l'une au-dessus de l'optimum Proctor et l'autre en dessous), l'une des deux pouvait être effondrable mais pas l'autre (Barden *et al.* 1973, Booth 1977). L'explication vient d'une organisation différente des grains à l'échelle mésoscopique (c'est-à-dire à l'échelle de plusieurs grains). Plus sec que l'optimum Proctor, les grains et l'argile se réunissent pour former des agrégats créant des plus gros pores en libérant de l'espace par rapport à un sol de même densité mais plus homogène. On parle alors d'un matériau à double porosité : une porosité intra-agrégat et une porosité inter-agrégat (Ahmed *et al.* (1974), Delage *et al.* (1996), Benahmed *et al.* (2004), Alonso *et al.* (2012) parmi d'autres). Cette dernière est constituée des pores de plus grandes tailles, qui sont amenés à s'effondrer en premier lors de l'imbibition d'après, par exemple, Jennings et Knight (1957). Lorsque le sol est compacté du côté sec de l'optimum Proctor, une telle microstructure est systématiquement observée, qu'il soit sableux ou argileux. Cette double porosité, aussi rencontrée dans des sols non remaniés comme les loess (c.f. figure 2.9), semble assez caractéristique des sols effondrables.

## 2.4 Méthodes de traitement

L'ingénieur cherche à éviter dans la mesure du possible de fonder un ouvrage sur ce type de sol et préférera un horizon de sol résistant en utilisant des solutions de fondations profondes. Leur dimensionnement devra cependant prendre en compte l'apport du frottement négatif induit par le tassement du sol effondrable (Schwartz 1985). Lorsque le risque de saturation du sol est faible, il



FIGURE 2.10 – Vibrocompactage sur le site d'EDF Gravelines (59) - 2006 (source Keller-France)

sera préférable de choisir des fondations continues plutôt qu'isolées pour réduire les tassements différentiels (Das 1995) et de favoriser des structures souples.

Les ouvrages linéaires (routes, lignes de chemin de fer, ...), les barrages en terre et les réservoirs sont également sensibles au phénomène d'effondrement (Booth (1977), Schwartz (1985) parmi d'autres). Pour ce type d'ouvrages qui sollicitent le sol en surface, une des solutions serait de décaisser le sol problématique (Anayev et Volyanick 1986). Cette méthode, souvent chère et peu écologique, ne permet pas de traiter de gros volumes de sol. Clemence et Finbarr (1981) proposent d'autres types de traitements possibles : humidification puis compaction, excavation et compaction avec un liant hydraulique, vibrocompactage (c.f. figure 2.10) ou colonnes ballastées. Ces méthodes cherchent donc à traiter le sol en place comme les techniques d'amélioration des sols (classées par méthode d'action dans le tableau 2.4).

Tableau 2.4 – Techniques d'amélioration des sols

Méthodes physiques	- traitement thermique (Bell et Bruyn 1997)
Méthodes chimiques	- injections de silice (Sokolovich et Semkin 1984, Semkin <i>et al.</i> 1986) - précipitation de calcite par des bactéries (Tagliaferri <i>et al.</i> 2011) - injections de suspensions
Méthodes mécaniques	- statiques avec apport d'eau (Holtz et Hilf 1961) - dynamiques : vibrocompactage, consolidation dynamique (Lutenegger 1986)
Inclusions	- colonnes ballastées (Gao et Wu 1995) - pieux
Méthodes mixtes	- Soil-mixing - pré-mouillage (Houston et Houston 1997, Prokopovich 1986)



## **2.5 Conclusions**

Au travers des études présentes dans la bibliographie, nous constatons que le problème d'effondrement de sols par imbibition touche potentiellement tous les sols compactés, mais aussi certains sols naturels. Des critères d'identification ont été développés depuis 60 ans et sont à utiliser avec précaution. Les essais de laboratoire apportent une information concrète sur le potentiel d'effondrement et ont permis de mettre en évidence certains paramètres clés comme la densité, le niveau de contrainte, ... Une large palette de solutions peuvent permettre de stabiliser un sol effondrable. Ces observations ne permettent cependant pas de comprendre précisément les mécanismes locaux à l'origine de l'effondrement, et manquent d'un cadre unifié dans une optique de modélisation. Le chapitre suivant vise à apporter des réponses sur ces deux aspects.

# Comportement des sols non saturés

Le comportement des sols non saturés est affecté par la présence d'eau, et inversement la microstructure du squelette solide influence l'écoulement et la répartition de l'eau. On parle alors de couplages hydromécaniques qui sont abordés dans ce chapitre à partir des deux principales approches de modélisation (phénoménologique et discrète) qui visent à modéliser le phénomène d'effondrement. Mais auparavant, les différents états de l'eau dans les sols non saturés puis les techniques expérimentales utilisées dans l'étude de ce phénomène d'effondrement sont présentés.

## Sommaire

---

<b>3.1</b>	<b>L'eau dans les sols</b> . . . . .	<b>34</b>
3.1.1	Méthodes de mesure et de contrôle de la succion . . . . .	36
3.1.2	Propriétés de rétention d'eau . . . . .	37
3.1.3	Film d'eau . . . . .	39
<b>3.2</b>	<b>Observations expérimentales</b> . . . . .	<b>42</b>
3.2.1	Essai œdométrique . . . . .	42
3.2.2	Essai triaxial . . . . .	46
3.2.3	Un effondrement contrôlable ? . . . . .	46
<b>3.3</b>	<b>Modélisation mécanique à l'échelle macroscopique</b> . . . . .	<b>48</b>
3.3.1	Contrainte effective dans les sols saturés . . . . .	49
3.3.2	Contrainte effective dans les sols non-saturés . . . . .	50
3.3.3	Modèle de Barcelone . . . . .	51
<b>3.4</b>	<b>Modélisation mécanique à l'échelle du grain : pont capillaire</b> . . . . .	<b>55</b>
3.4.1	Tension de surface et pression capillaire . . . . .	55
3.4.2	Effort capillaire . . . . .	57
<b>3.5</b>	<b>Passage de l'échelle du grain à l'échelle macroscopique</b> . . . . .	<b>62</b>
3.5.1	Méthodes analytiques ou numériques par homogénéisation . . . . .	62
3.5.2	Méthode des éléments discrets . . . . .	64
<b>3.6</b>	<b>Conclusions</b> . . . . .	<b>66</b>

---

### 3.1 L'eau dans les sols

Le concept de succion actuellement retenu et utilisé en mécanique des sols a été initialement proposé au cours du symposium "Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas" (Aitchison 1965). Cette définition établit que la succion totale  $s_t$  est la somme d'une succion matricielle  $s_m$  et d'une succion osmotique  $s_o$  et que la pression de vapeur en équilibre avec l'eau liquide du sol permet de déterminer cette succion totale, à partir de la loi de Kelvin :

$$s_t = s_m + s_o = -\rho_w \frac{RT}{M} \ln(h) \quad (3.1)$$

où  $R$  est la constante des gaz parfait ( $8,314 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$ ),  $T$  la température (K),  $M$  la masse molaire de l'eau ( $18,016 \text{ g.mol}^{-1}$ ),  $\rho_w$  la masse volumique de l'eau ( $1000 \text{ kg.m}^{-3}$ ),  $h$  l'humidité relative et  $s_t$  la succion totale en (Pa).

La succion osmotique  $s_o$ , homogène à une pression, peut être calculée par l'équation de Van't Hoff lorsque les concentrations sont faibles (Mitchell 1962) :

$$s_o = -RT \sum C_i \quad (3.2)$$

où  $\sum C_i$  est la somme des concentrations de chaque constituant ( $\text{mol.m}^{-3}$ ). Lorsque la concentration en soluté est homogène dans le sol, le gradient de succion osmotique est nul et n'induit pas de mouvement d'eau.

La succion matricielle fait référence, comme son nom l'indique, à la matrice solide et son interaction avec l'eau du sol. Deux phénomènes sont à considérer dans la succion matricielle : la capillarité et l'adsorption. La capillarité est caractéristique des milieux non saturés où l'eau et l'air coexistent. Ce phénomène conduit à courber les interfaces air-eau et à faire varier l'écart de pression entre ces deux phases fluides. L'adsorption est un phénomène qui lie les molécules d'eau en surface d'un milieu solide grâce à des interactions de courtes distances de quelques molécules d'épaisseur (comme les interactions ioniques, la liaison hydrogène ou les forces de London van der Waals), et de longues distances (sur environ  $100 \text{ \AA}$  ou plus) provenant de l'interaction de la molécule d'eau polaire avec le champ électrostatique créé par la surface des particules (Mitchell 1962). Cette interaction de longues distances est appelée interaction de la double couche. En pratique, d'importantes températures sont nécessaires pour libérer les molécules d'eau liées aux particules d'argile. Nous verrons cependant dans la suite que, pour des sols granulaires, l'adsorption est souvent négligée mais peut être prise en compte pour expliquer l'existence d'un film d'eau à la surface des grains.

En partant de la thermodynamique, la succion peut être définie à partir du potentiel de l'eau (par convention l'opposée du potentiel), qui est la différence d'énergie libre de Gibbs entre l'eau du sol et une eau de référence (eau libre et pure à la pression atmosphérique et à une certaine altitude). Le potentiel traduit l'état de liaison de l'eau au sol ou en d'autres termes la quantité d'énergie qu'il faudrait fournir pour transporter l'eau de référence dans l'état de l'eau du sol (Mitchell et Soga 1976, Delage et Cui 2003). Un potentiel positif (négatif) signifie que le sol aura tendance à absorber (expulser) de l'eau.

Le potentiel total peut être décomposé en plusieurs termes, chacun liés à une force agissant sur l'eau qui modifie son énergie par rapport à celle de l'eau libre et pure (gravitaire, matricielle,

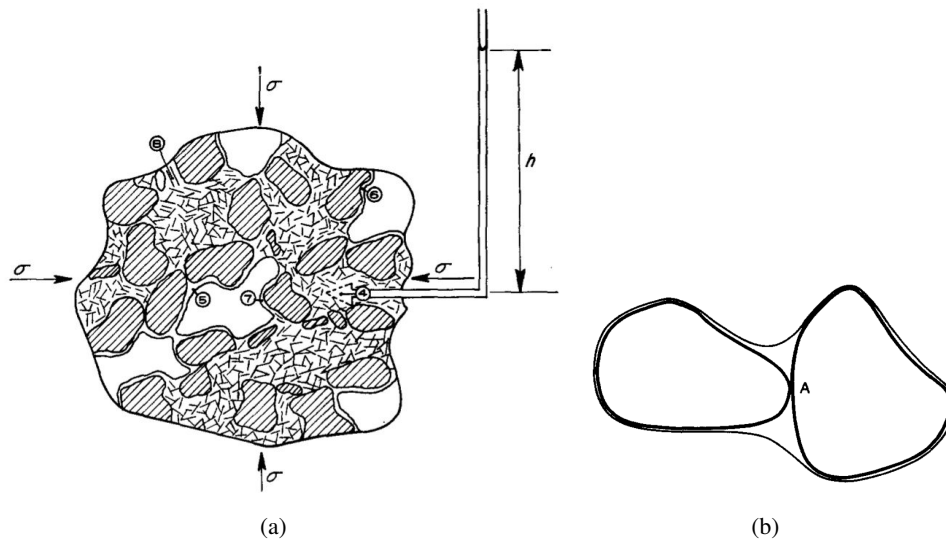


FIGURE 3.1 – Vue schématique d'un sol partiellement saturé : (a) en présence de grains grossiers (grains hachurés) et d'argile (traits fins) d'après (Mitchell 1962). La colonne d'eau pure  $h$  représente la succion totale et pas directement l'humidité relative ; (b) en présence de grains recouverts d'un film d'eau Philip (1977).

osmotique). Et l'équilibre thermodynamique de l'eau est atteint lorsque son potentiel est constant à travers le sol. Pour assurer cette condition, les composantes du potentiel peuvent varier d'un point à un autre, mais leur somme doit rester constante. Pour exprimer cette notion d'équilibre, nous utilisons la figure 3.1(a) (Mitchell 1962) qui représente un sol non saturé constitué d'argile, de grains grossiers, d'eau et d'air. Dans cette figure la colonne d'eau pure  $h$  représente la succion totale et pas directement l'humidité relative. Au lieu de calculer le potentiel de l'eau en certains points, nous utilisons la pression totale  $P_{tot}$ , décomposée comme dans Mitchell (1962) :

$$P_{tot} = z + c + o + a \quad (3.3)$$

où  $z$  est la pression gravitaire (négligée dans cet exemple),  $c$  la pression capillaire,  $o$  la pression osmotique et  $a$  la pression d'adsorption. Cette décomposition de la pression totale en sous pressions n'est pas rigoureuse car elle risque de prendre en compte un même phénomène deux fois, comme la séparation de la pression osmotique issue des interactions de la double couche avec les effets d'adsorption (Bolt *et al.* 1960). De plus la pression n'est pas une quantité extensive, donc cette décomposition illustre uniquement le concept des composantes du potentiel de l'eau. Ainsi, au point 8 de la figure 3.1(a) la pression capillaire est nulle (pas d'interface air/eau) contrairement au point 5, ce dernier qui ne subit cependant pas de pression osmotique : à l'équilibre, la pression capillaire au point 5 serait alors égale à la pression osmotique au point 8 d'après Mitchell et Soga (1976). De plus, une mesure piezométrique avec de l'eau pure comme dans cette exemple est capable de mesurer la contribution de la pression osmotique et matricielle. Si la même eau que le sol est utilisée, seule la pression matricielle est mesurée (Mitchell et Soga 1976).

Les phénomènes d'adsorption étant généralement négligés dans les milieux granulaires, la succion totale devient alors égale à la pression capillaire (accessible par la formule de Laplace à partir de la courbure de l'interface). Le terme de pression capillaire est alors privilégié pour parler de succion

dans les sols granulaires, alors que le terme de succion est généralement réservé aux sols fins.

### 3.1.1 Méthodes de mesure et de contrôle de la succion

Il existe plusieurs méthodes pour mesurer ou contrôler la succion totale. Les techniques comme la plaque tensiométrique, la translation d'axe, le contrôle osmotique ou en phase vapeur sont les principales techniques qui permettent d'imposer une succion totale. Toutes ces méthodes ont une gamme de mesure, de précision et de résolution temporelle spécifique. Elles sont décrites brièvement ci-après.

Les méthodes tensiométriques mesurent ou contrôlent la pression d'eau. Elles nécessitent l'utilisation d'une céramique placée entre le sol et le système de sortie d'eau : système de mesure pour les capteurs tensiométriques ou système de contrôle dans la méthode de la colonne d'eau. Plus fine que le sol et initialement saturée, la céramique assure la continuité de l'eau du sol avec celle du réservoir d'eau et empêche donc l'air de migrer dans ce réservoir. Ces méthodes tensiométriques sont cependant limitées par le phénomène d'ex-solution de l'air dans l'eau (autour de 80 kPa en condition normale, jusqu'à 1500 kPa pour des tensiomètres de haute capacité). L'ex-solution est le passage de l'air dissout dans l'eau vers un état gazeux, et diffère de la cavitation qui marque le changement d'état de l'eau liquide en gaz. La pression de cavitation est théoriquement très négative (-100 MPa d'après Marinho *et al.* (2008)) donc rarement atteignable en pratique. Mendes et Buzzi (2013) montrent que les méthodes tensiométriques sont avant tout limitées par la qualité de la saturation et par la diffusion de l'air dans la céramique.

La translation d'axe agit sur la pression d'air pour contrôler la succion en laissant généralement la pression d'eau égale à la pression atmosphérique. Dans ce cas, l'ex-solution de l'air n'est plus limitante, et des sucions plus élevées peuvent être atteintes (12 MPa d'après Escario *et al.* (1989)). Comme pour les méthodes tensiométriques, une céramique est utilisée pour assurer la continuité de l'eau avec un réservoir extérieur.

Autres méthodes, la mesure psychrométrique et le contrôle en phase vapeur exploitent la relation de Kelvin, dans laquelle la succion totale dépend de l'humidité relative (voir équation 3.1). Avec cette méthode, une succion maximale d'environ 70 MPa est mesurable, et d'environ 300 MPa est impossible avec une solution saturée d'hydroxyde de potassium (Delage et Cui 2003). Le principal inconvénient de cette méthode est la lenteur des échanges d'eau.

La méthode osmotique (précisément décrite par Delage et Cui 2008) utilise une solution chargée en soluté, mise en contact avec l'eau du sol mais séparée par une membrane semi-perméable : perméable à l'eau mais imperméable au soluté. Le soluté est souvent à base de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille. L'eau du sol et de la solution tendent à équilibrer leur potentiel chimique et une partie de l'eau du sol migre vers la solution pour atteindre cet équilibre.

Le papier filtre est une méthode de mesure possible jusqu'à 30 MPa de succion. Lorsqu'il est mis en contact avec le sol, le papier filtre va se charger en eau jusqu'à équilibre des potentiels chimiques de l'eau dans le sol et le papier. Puis, les propriétés de rétention d'eau du papier étant connues, il est possible alors par pesée du papier de déterminer la succion du papier et donc du sol.

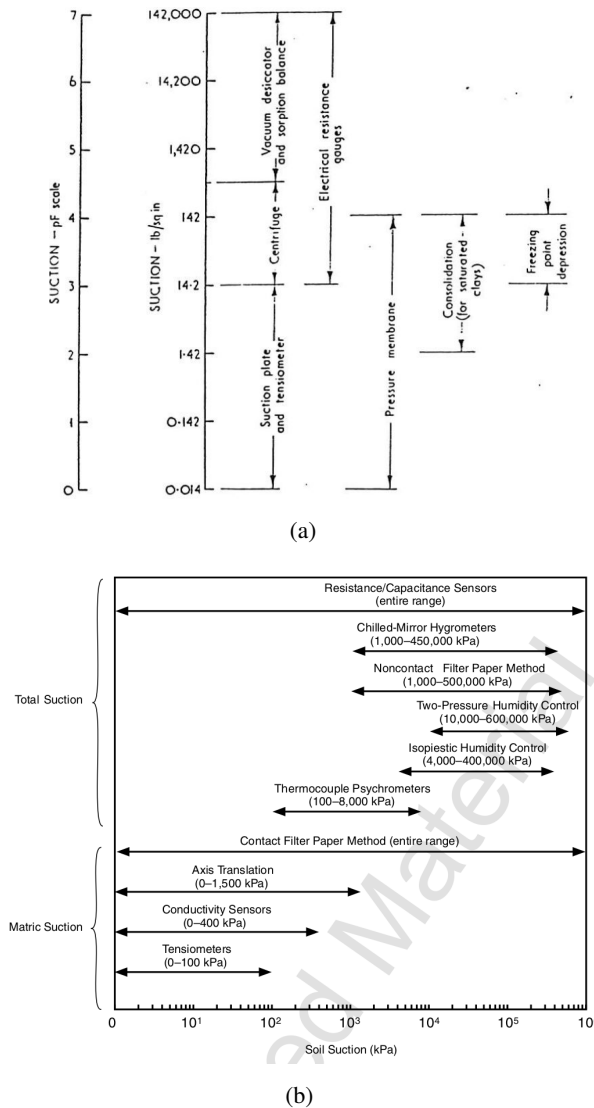


FIGURE 3.2 – Méthodes de mesure de succion et leur domaine d'utilisation (a) d'après Cronney 1952 ; (b) d'après Lu et Likos (2004). L'échelle pF est le logarithme de la hauteur d'une colonne d'eau que le sol devrait supporter (exemple : 0 pF = 1 cm et 1 pF = 10 cm = 1 kPa).

D'autres méthodes existent dont certaines ont été présentées par Cronney *et al.* (1952) (centrifugation, consolidation, point de congélation, équilibre de sorption, voir figure 3.2(a)). Des méthodes indirectes sont aussi utilisées (figure 3.2(b) d'après Lu et Likos (2004)) qui se basent sur la variation de propriétés physiques (résistance électrique, conduction thermique) avec la teneur en eau et donc indirectement avec la succion (Bulut et Leong 2008). Un ouvrage récent (Tarantino *et al.* 2009) reprend en détails les techniques les plus utilisées et leurs limitations.

### 3.1.2 Propriétés de rétention d'eau

Les propriétés de rétention d'eau d'un sol sont définies à partir de la relation succion - teneur en eau ou succion - degré de saturation déterminée pour une microstructure rigide ou incompressible. Lorsque le sol se déforme et voit sa densité évoluer, l'interprétation de la relation  $s - w$  (avec

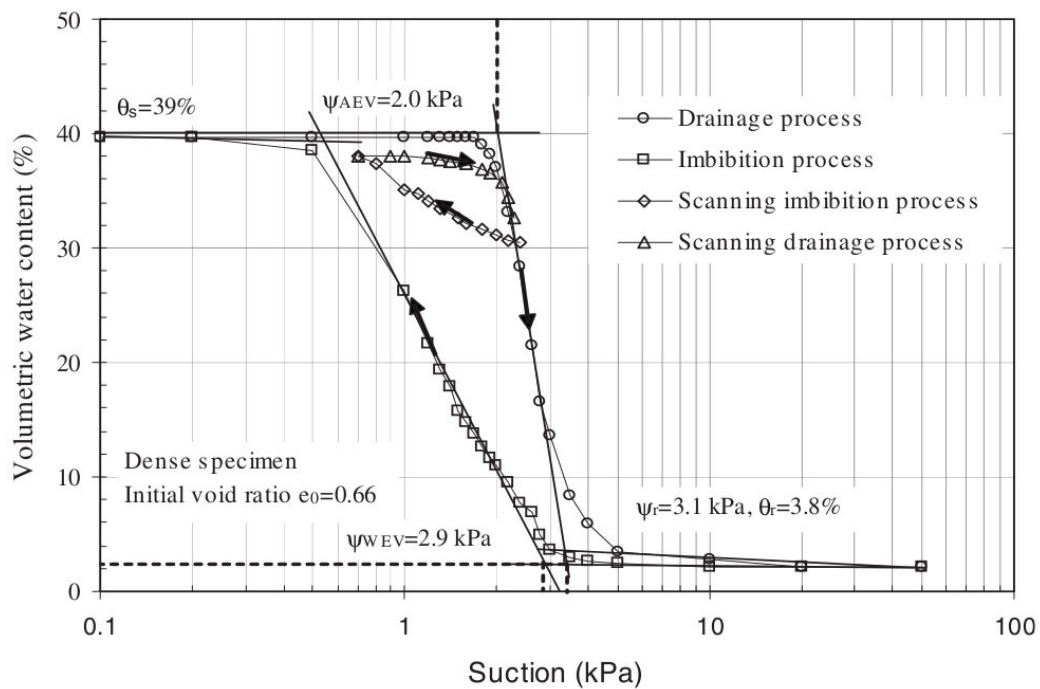


FIGURE 3.3 – Courbe de rétention du sable d'Hostun (Lins *et al.* 2009)

$s=s_t$ ) est plus délicate (Croney 1952). La figure 3.3 (Lins *et al.* 2009) présente la teneur en eau en fonction de la succion du sable d'Hostun, relation dont la forme est assez caractéristique des propriétés de rétention rencontrées dans les sols.

De ce type de courbe, plusieurs paramètres peuvent être définis comme la succion d'entrée d'air ( $s_{aev}$ , "air entry value" en anglais), la succion d'entrée d'eau ( $s_{wev}$ ), la succion résiduelle ( $s_r$ ), la succion de saturation ( $s_s$ ), la teneur en eau résiduelle ( $w_r$ ) et la teneur en eau de saturation ( $w_s$ ). Généralement trois domaines sont définis et correspondent aux domaines quasi-saturé, partiellement saturé et quasi-sec.

Le phénomène d'hystérésis visible sur la figure 3.3 lors de cycles mouillage-drainage est partiellement expliqué par des effets géométriques du réseau poreux, comme dans l'exemple bien connu des pores modèles en série (effet "bouteille d'encre") ou en parallèle. La variation d'angle de contact entre l'avancée et le recul de l'eau (Bear 1972) est aussi une source d'hystérésis souvent mentionnée. Ces phénomènes expliquent pourquoi la teneur en eau à une succion donnée est plus faible au remouillage qu'au drainage.

L'étude des propriétés de rétention d'eau des sols a fait l'objet de recherches importantes depuis près d'un siècle. De nombreux modèles empiriques ou physiques ont été développés pour prédire les propriétés de rétention. Les modèles empiriques se basent sur des paramètres qui n'ont pas de signification physique mais tentent de reproduire au mieux l'allure des courbes de rétention (Brooks et Corey (1964), Gardner (1958), Van Genuchten (1980), Fredlund et Xing (1994) pour les plus utilisés). Au contraire, les modèles physiques exploitent les informations de la microstructure comme la taille des grains, la porosité et/ou la morphologie du réseau poreux (Arya et Paris (1981), Haverkamp et Parlange (1986), Fredlund *et al.* (1997), Zapata *et al.* (2000), Aubertin *et al.* (2003), Zou (2003) parmi d'autres).

Il reste cependant encore de nombreuses interrogations, notamment dans la zone résiduelle où le sol garde une petite quantité d'eau même sous fortes succions. Nitao et Bear (1996) affirment que cette teneur en eau résiduelle n'a pas de réel sens physique et proviendrait plus d'une limite propre au moyen de contrôle de la succion. En effet suivant la méthode (centrifugeuse, plaque tensiométrique, évaporation), les processus d'échange d'eau seront différents et modifient donc les types et les plages de succion réellement accessibles. Par exemple, les méthodes tensiométriques s'appuient sur la continuité de l'eau pour faire varier la teneur en eau du sol contrairement à un contrôle en phase vapeur : la succion maximale accessible par les méthodes tensiométriques est en pratique plus faible qu'en phase vapeur à cause de la pression d'air limitée des céramiques. Le terme de saturation résiduelle utilisé en mécanique des sols pourrait donc traduire une perte de continuité de l'eau (problématique dans les méthodes tensiométriques) ou une sorte de succion de transition eau capillaire - eau adsorbée au-delà de laquelle il subsisterait plus qu'un film d'eau fortement lié aux particules (Bachmann et van der Ploeg 2002).

### 3.1.3 Film d'eau

Les observations précédentes sur la rétention d'eau sont réalisées à une échelle macroscopique, c'est-à-dire à l'échelle d'un volume de matériau suffisamment grand pour bien représenter la teneur en eau et la succion d'après Bear (1972), autrement dit à l'échelle du volume élémentaire représentatif pour cette propriété de rétention d'eau (ce concept sera détaillé dans les chapitres suivants). Dans le cas des films d'eau, leur épaisseur est comprise entre 30 Å et environ 1 µm (de Gennes 1985) et des forces de longue portée viennent mettre en défaut les équations de Laplace ou de Kelvin qui permettent d'exprimer la pression capillaire et la succion totale (Fredlund 2006).

En effet, même si l'on néglige le phénomène d'adsorption dans les milieux granulaires, l'existence d'un film d'eau à la surface des particules (voir figure 3.1(b)) a été observé notamment au microscope par Lourenco *et al.* (2012), même si les temps d'équilibre peuvent être discutés dans cette étude. Initialement sous forme de gouttes d'eau réparties à la surface des grains de sable, un film d'eau apparaît après plusieurs cycles d'imbibition-drainage montrant une évolution complexe de l'angle de mouillage. Or, à l'équilibre le potentiel de l'eau du pont capillaire doit être égal au potentiel du film d'eau, autrement dit, la pression d'eau est homogène. L'équation de Laplace seule ne permet pas d'assurer cette égalité. Introduit par Derjaguin, le concept de pression de disjonction  $\Pi$  (Deryagin 1955) permet de quantifier les interactions entre un film mince d'épaisseur  $e_f$  et ses interfaces (interface liquide-solide et/ou interface liquide-gaz). Dans le cas d'un film mince (film d'épaisseur inférieure à 100 nm dans lequel les effets de la gravité sont négligeables et où une interaction entre les interfaces existe (Léger 1989, Fredlund 2006)) qui est en contact avec une phase gazeuse et un solide, les forces intermoléculaires provoquent une augmentation de la pression du liquide. La pression de disjonction est alors la différence entre la pression de la vapeur et celle du liquide lorsque l'interface est plate. L'énergie par unité de surface d'un tel film à la surface d'un solide n'est plus  $\gamma_{sl} + \gamma_{lg}$  (respectivement la tension de surface du couple solide-liquide et liquide-gaz) mais  $\gamma_{sl} + \gamma_{lg} + P(e_f)$  (c.f. figure 3.4) avec  $P(e_f)$  qui tend vers zéro lorsque l'épaisseur du film devient grande. A l'inverse, lorsque l'épaisseur tend vers zéro l'énergie du film tend vers celle de l'interface solide-gaz, donc  $P(0) = -\gamma_{sl} - \gamma_{lg} + \gamma_{sg}$ . La pression de disjonction est donnée



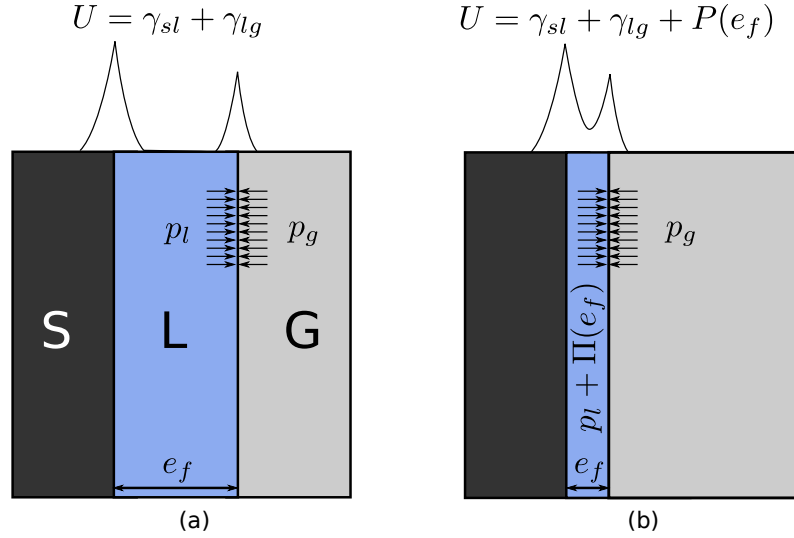


FIGURE 3.4 – Origine de la pression de disjonction d’après un schéma de Coussy (2011). (a) Sans interaction entre les interfaces ( $e_f$  grande), l’énergie du film est  $U = \gamma_{sl} + \gamma_{lg}$  (b) dans le cas contraire ( $e_f$  petite), l’énergie  $U$  du film augmente de  $P(e_f)$ .

par (Deryagin 1955) :

$$\Pi(e_f) = -\frac{dP(e_f)}{de_f} \quad (3.4)$$

Le succion matricielle devient alors la somme d’une composante capillaire  $s_c$  et d’adsorption  $\Pi$  comme le propose l’approche "unifiée" développée par Philip (1977), dont la relation est parfois désignée comme la relation de Young-Laplace "augmentée" (Kovscek *et al.* 1993, Tuller *et al.* 1999) :

$$s_m = s_c(C) + \Pi(e_f) = u_a - u_w \quad (3.5)$$

où  $C$  est la courbure de l’interface et  $e_f$  l’épaisseur du film liquide à la surface du solide. Dans l’exemple de la figure 3.1(b), la pression de l’eau dans le ménisque est principalement contrôlée par sa courbure, alors qu’au niveau du film la pression de disjonction domine. A l’équilibre, la somme de ces deux composantes est constante. La pression de disjonction peut se mesurer en utilisant par exemple la méthode de Sheludko, qui consiste à créer un film d’eau à l’aide d’un anneau poreux où la pression d’eau est contrôlée (c.f. figure 3.5 d’après de Gennes *et al.* (2002)). En changeant la pression d’eau et en mesurant l’épaisseur associée,  $\Pi(e_f)$  est obtenue. Cette pression est aussi déterminée théoriquement à partir des interactions de van der Waals ou de la double couche abordées ci-après.

Pour les forces de van der Waals (prépondérantes dans les liquides organiques d’après de Gennes 1985), la pression de disjonction pour des surfaces plates est généralement donnée par  $\Pi(e) = A/(6\pi e_f^3)$  (de Gennes 1985, Truong et Wayner Jr 1987, Léger 1989, Israelachvili 1991) où la constante d’Hamaker est  $A = 1,02 \cdot 10^{-20}$  J pour le quartz dans l’eau (Israelachvili 1991).

Dans le cas de l’eau et plus généralement des solutions ioniques, les forces de la double couche dominent celles de van der Waals (de Gennes 1985), la pression de disjonction décroît alors plus lentement, en  $e_f^{-2}$  d’après Israelachvili (1991). L’équation de Langmuir (Langmuir 1938) adaptée

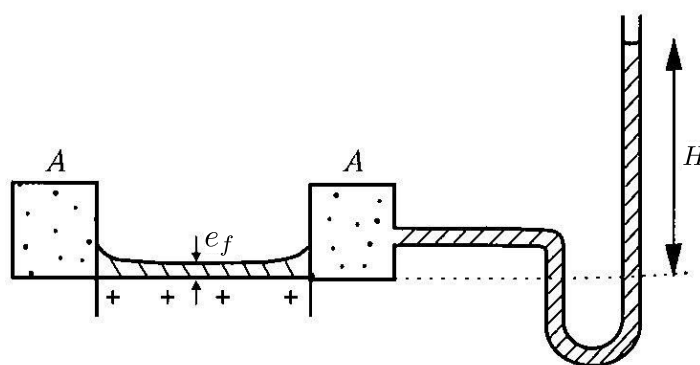


FIGURE 3.5 – Methode de Sheludko qui permet de mesurer la pression de disjonction  $\Pi(e_f)=H$ , d'après de Gennes *et al.* (2002).

à un film d'eau avec une interface air-eau<sup>1</sup> ( $P(e_f) = \epsilon\epsilon_0(\pi kT/(e_c z))^2 1/(2e_f^2)$ ) a été vérifiée expérimentalement par Derjaguin et Churaev (1974) d'après Teletzke *et al.* (1988).

Pashley (1980) observe quant à lui une décroissance en  $e_f^{-1}$  à des épaisseurs inférieures à 400 Å (de Gennes 1985) et Teletzke *et al.* (1988) expliquent cette tendance par l'influence des liaisons hydrogènes (difficile à estimer d'après Israelachvili (1991)). Sur des sables siliceux comparables au sable d'Hostun utilisé dans cette thèse, Wan et Tokunaga (1997), Jin *et al.* (2000) estiment que, proche de l'état résiduel à environ 10 kPa de succion, l'épaisseur du film d'eau vaut environ 30 nm à partir de l'équation de Langmuir.

En partant de l'hypothèse selon laquelle le film d'eau possède une succion qui dépend de son épaisseur  $s = (c/e)^6$  avec  $c$  une inconnue du problème (même décroissance que la force de van der Waals entre deux molécules), Kovács (1981) montre par une approche expérimentale et théorique que l'épaisseur du film  $e_f$  est donnée par :

$$e_f = \frac{2.5 * 10^{-3} \left( \frac{D_H}{\alpha} \right)^{1/3}}{s^{1/6}} \quad (3.6)$$

avec  $s$  et  $D_H$  exprimés en cm ( $\frac{\alpha}{D_H}$  est la surface spécifique des grains). Cette équation a été utilisée par Gili et Alonso (2002) pour modéliser les échanges d'eau entre ménisques par DEM. En reprenant cette équation et en adaptant les paramètres au sable d'Hostun ( $\alpha = 10$ ,  $D_H = 350\mu\text{m}$  et  $p = 10$  kPa, succion suffisante pour atteindre l'état de saturation résiduelle d'après Lins *et al.* (2009)), le film d'eau aurait une épaisseur d'environ  $2\mu\text{m}$  pour le sable d'Hostun.

Ainsi pour résumer, à une pression capillaire de 10 kPa, l'épaisseur du film qui existerait à la surface d'un grain de sable d'Hostun serait d'environ :

- 4 nm en prenant en compte les forces van der Waals,
- 15 nm avec celles de la double couche,
- 2000 nm d'après Kovács (1981) à partir d'essais de rétention d'eau.

Avec des sphères de même diamètre que le diamètre médian du sable d'Hostun HN31, ces épais-

1.  $\epsilon = 80$  est la constante diélectrique de l'eau,  $\epsilon_0 = 8.854 * 10^{-12} \text{ C}^2\text{J}^{-1}\text{m}^{-1}$  est la permittivité du vide,  $k = 1,38 * 10^{-23} \text{ m}^2 \text{ kg s}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$  est la constante de Boltzmann,  $e_c = 1.602 * 10^{-19} \text{ C}$  est la charge électronique élémentaire,  $z = 1$  la valence

seurs conduiraient à des teneurs en eau résiduelles respectivement de 0.001 %, 0.004 % et 0.65%, bien plus faibles que celles rencontrées dans la bibliographie (3% obtenue par Lins *et al.* (2009) par translation d'axe à 50 kPa, voir figure 3.3).

Notons que Feng et Yu (2000) mesurent une épaisseur de film comprise entre 4 et 6  $\mu\text{m}$  sur des billes de verres millimétriques en pesant simplement la perte en eau d'un récipient après avoir plongé et ressorti "lentement" une des billes du liquide.

L'épaisseur du film d'eau semble donc complexe à déterminer et particulièrement pour un matériau granulaire. De nombreux paramètres (vitesse de démoillage, rugosité et nature des particules, stabilité du film) s'entremêlent et compliquent le problème (Philip 1978, de Gennes 1985, Derjaguin 1987, Kavscek *et al.* 1993, Or et Tuller 2000, de Gennes *et al.* 2002). Toutefois, cette partie nous a permis d'aborder plus en détail la composante d'adsorption présente dans la succion matricielle qui n'a pas d'action au delà de quelques nanomètres des interfaces et permet de la négliger dans les matériaux granulaires. Nous pouvons aussi affirmer que ce film ne pourra pas être observé au microtomographe du Laboratoire Navier, compte tenu de la résolution micrométrique accessible par cet équipement.

## 3.2 Observations expérimentales

Nous revenons ici sur le phénomène d'effondrement en nous intéressant aux possibilités de mesure en laboratoire du caractère effondrable par imbibition d'un sol. Deux méthodes ressortent : les essais typiques d'effondrement par trempage et les essais à succion ou volume d'eau contrôlé. Il est aussi possible de distinguer le type de cellule employée, qui définit les conditions d'essai : cellule œdométrique ou triaxiale.

### 3.2.1 Essai œdométrique

La partie 2.1 de ce mémoire a présenté les résultats d'essais de sols effondrables. Ces essais utilisent tous l'essai œdométrique pour déterminer le potentiel d'effondrement. Pour l'essai au simple œdomètre, un apport brutal d'eau est généralement opéré à chaque niveau de contrainte, alors que la différence de hauteur entre les échantillons non saturé et saturé est utilisée dans le cas de l'essai au double œdomètre. Ces essais ont l'avantage d'être simples et donnent assez rapidement des résultats. Ils ont permis de mettre en évidence les paramètres importants qui pilotent l'effondrement : le type de sol, de particule et de liaisons interparticulaires, le niveau de chargement, l'état initial (porosité, degré de saturation), la porosité inter et intra-agrégat. Cependant, plusieurs points restent encore peu ou pas expliqués comme l'équivalence des résultats au simple et au double œdomètre, l'effet de la dynamique de mouillage, la qualité de la saturation finale et les origines physiques de l'effondrement (qui peuvent être capillaire ou physico-chimique).

Une bonne correspondance entre le simple et le double œdomètre a été vérifiée pour différents types de sols par Justo *et al.* (1984), Lawton *et al.* (1989), Miller *et al.* (1997), Lim et Miller (2004), Delage *et al.* (2005). Par exemple, Justo *et al.* (1984) ont étudié l'influence du chemin de chargement sur des sols naturels et compactés et ont observé que l'effondrement était indépendant de la séquence de chargement mécanique-hydraulique contrairement au gonflement pour lequel

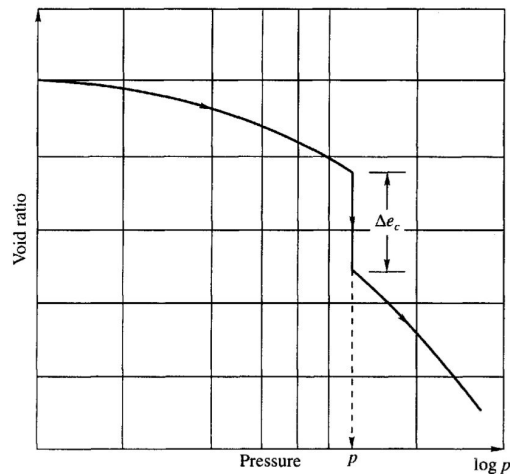


FIGURE 3.6 – Essais d'effondrement au simple œdomètre : résultat typique d'après Murthy (2002). Le trempage a eu lieu à la pression indiquée par la flèche pointillée.

l'histoire du chargement doit être prise en compte (confirmé par Lawton *et al.* (1989)).

Aitchison (1973) estimait que dans trois cas il peut être justifié de ne pas utiliser l'œdomètre pour estimer le potentiel d'effondrement (cité par Schwartz (1985)) si l'état initial affecte l'effondrement, si le chemin de contrainte influence la procédure d'effondrement ou si le mécanisme d'effondrement est contrôlé par un paramètre autre que le cisaillement local des particules induit par la saturation en eau. Les plus grandes différences entre les simple et double œdomètres apparaissent lorsque la stabilisation du sol est obtenue à partir d'une cimentation qui varie dans le temps et avec le degré d'hydratation, comme à partir de chaux ou de ciment (Lawton *et al.* 1992, Schwartz 1985). Par exemple, Medero *et al.* (2009) montrent que l'effondrement déterminé au simple œdomètre était plus important à l'état non saturé à cause d'une plus faible hydratation du ciment. Des différences peuvent aussi exister pour des sols compactés sans présence de liant hydraulique (Delage 1989, Noorany 1992). Booth (1977) a observé une surestimation jusqu'à 10% du potentiel d'effondrement au double œdomètre (cité par Lawton *et al.* 1992). Il semble en effet difficile d'affirmer que, quelle que soit la séquence de chargement (mécanique-hydraulique ou hydraulique-mécanique), un même résultat sera obtenu en termes de microstructure. En effet, lorsqu'une charge mécanique est appliquée sur une ou plusieurs surfaces de l'échantillon, un réseau de forces se développe, alors qu'un chargement hydrique n'agit pas en surface mais directement dans la masse de l'échantillon, modifiant lui aussi les chaînes de force. Il nous paraît donc important de vérifier l'équivalence simple œdomètre double œdomètre quel que soit le matériau étudié.

La figure 3.6 présente le résultat typique d'un essai d'imbibition au simple œdomètre. Le sol est chargé jusqu'à une certaine contrainte verticale (pour mesurer l'indice d'effondrement, cette contrainte doit être égale à 200 kPa d'après Jennings et Knight (1975) et ASTM (1996)) puis est imbibé sous cette charge mécanique. La variation d'indice des vides  $\Delta e_c$  est ensuite utilisée pour calculer le potentiel d'effondrement ou "collapse potential" ( $CP$ ) en anglais :

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} = \frac{\Delta H_c}{H_0} \quad (3.7)$$

avec  $e_0$  et  $H_0$  respectivement l'indice des vides et la hauteur initiaux, et  $\Delta e_c$  et  $\Delta H_c$  respective-

ment la variation d'indice des vides et de hauteur de l'échantillon dus à l'imbibition. La définition du terme "initial" n'est pas univoque dans la littérature. Il décrit soit l'état in situ (Murthy 2002, Clemence et Finbarr 1981), soit l'état sous une contrainte nulle (Abbeche *et al.* 2007, Ayadat et Hanna 2007, Vilar et Rodrigues 2011) ou proche de zéro (5 kPa d'après ASTM (1996), Basma et Tuncer (1992), Houston *et al.* (1988)), soit encore l'état juste avant la saturation (Al-Rawas (2000), Rodrigues et Vilar (2006), Sun *et al.* (2007), Nouaouria *et al.* (2008)). Avec ces trois définitions, un même essai donne trois potentiels d'effondrement différents. Il faut tout de même noter que l'état in situ est souvent privilégié pour les sols intacts. Dans la thèse, nous choisissons d'exprimer le potentiel d'effondrement à partir de l'état qui précède la saturation.

A partir de l'état in situ, Jennings et Knight (1975) proposent une méthode pour exploiter l'essai au double œdomètre. En effet, il est rare que deux éprouvettes du même sol aient la même densité à deux états différents de saturation et sous la même contrainte mécanique in situ (c.f. figure 3.7(a) à la contrainte  $p_0$ ). Pourtant, cette condition est vérifiée sur le terrain lorsque le sol a déjà été inondé sous cette contrainte in situ : aucun effondrement n'est donc attendu. Ce problème peut venir du remaniement des éprouvettes lors de leur carottage et de leur déconfinement (Jennings et Knight 1975). Pour corriger partiellement ce problème, un cycle de chargement-déchargement est réalisé jusqu'à la contrainte in situ sur l'éprouvette non saturée. Si le cycle n'est pas réversible le comportement du sol n'est pas élastique dans cette plage de contrainte inférieure à  $p_0$  et le remaniement de l'éprouvette est confirmé. La même opération est réalisée pour l'éprouvette qui a été préalablement saturée. Puis deux essais œdométriques standards sont réalisés en parallèle sur les éprouvettes saturée et non saturée (c.f. figure 3.7(a)). Il reste alors à manipuler les courbes pour imposer un effondrement nul sous la contrainte  $p_0$ . Jennings et Knight (1957) préconisent de tracer une droite parallèle aux courbes de décharge qui passe par l'état initial  $e_{01}$  sur la figure 3.7(b). Le point appartenant à cette droite et d'abscisse  $p_0$  correspond à l'état probable du sol sans remaniement. Les courbes des sols saturé et non saturé sont alors déplacées verticalement pour passer par ce point ( $e_0, p_0$ ). Cette procédure de traitement revient à corriger la figure 3.7(a) afin d'obtenir la figure 3.7(b). Cette figure 3.7(b) permet finalement d'estimer l'effondrement pour n'importe quelle contrainte supérieure à la contrainte in situ car elle fournit  $\Delta e_n = e_0 - e_1$  (la variation d'indice des vides à l'état non saturé due à un incrément de contrainte) et  $\Delta e_c = e_1 - e_2$  (la variation d'indice des vides due à l'imbibition). Toutefois, cette procédure n'est pas adaptée pour les sols naturellement instables qui peuvent s'effondrer sans surcharge (Schwartz 1985).

Houston *et al.* (1988) proposent une troisième méthode d'essai qui utilise un seul essai au simple œdomètre pour estimer le potentiel d'effondrement à différentes contraintes mécaniques plus faibles que celle imposée lors de l'essai d'effondrement. Dans cette méthode, l'échantillon est saturé (chemin CD de la figure 3.8) à une contrainte verticale plus grande que la contrainte attendue sous l'ouvrage, et le comportement du sol saturé est ensuite caractérisé en augmentant la charge appliquée (chemin DE). La méthode propose d'estimer le comportement du sol saturé en reliant le point de départ de l'essai (point A, état non saturé sous une contrainte de 5 kPa) et la courbe expérimentale du sol saturé (chemin DE, voir figure 3.8). L'écart entre les courbes AC et AD donne le potentiel d'effondrement. Cependant, lorsque la contrainte de saturation est grande, l'effondrement est quasiment nul (par exemple pour une valeur de 8 ton/sq. ft. dans la figure 3.7(b)) et le comportement mesuré au delà de cette contrainte est indépendant de l'état de saturation de l'éprouvette. Il paraît donc difficile d'extrapoler correctement le comportement du sol saturé, ce qui peut expliquer pourquoi cette méthode est rarement utilisée.

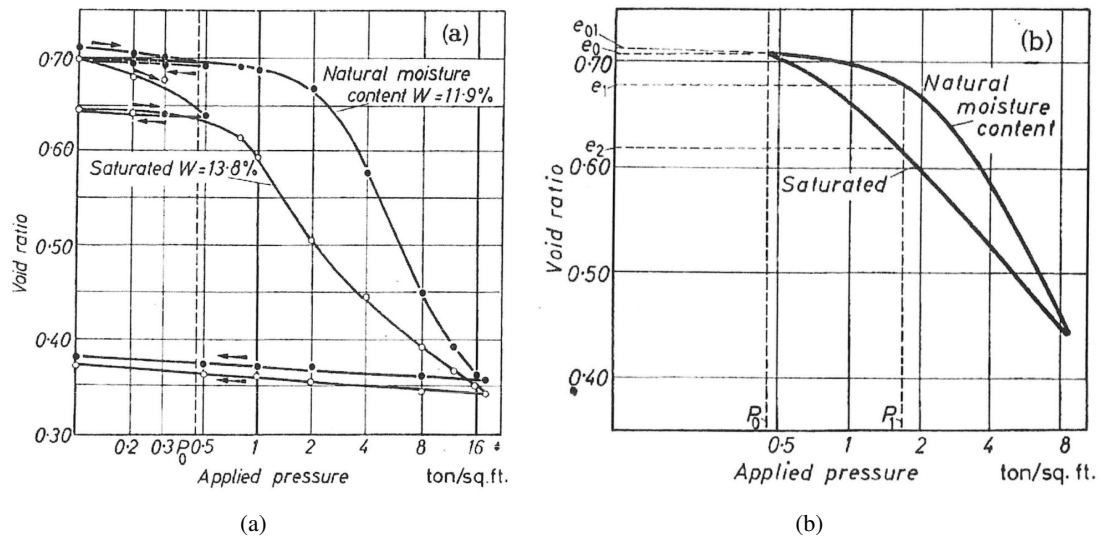


FIGURE 3.7 – Courbe œdométrique (a) avec déchargement ; (b) essai conduit pour éviter tout affaissement ou gonflement lors de l'application de la surcharge, d'après Jennings et Knight (1956).

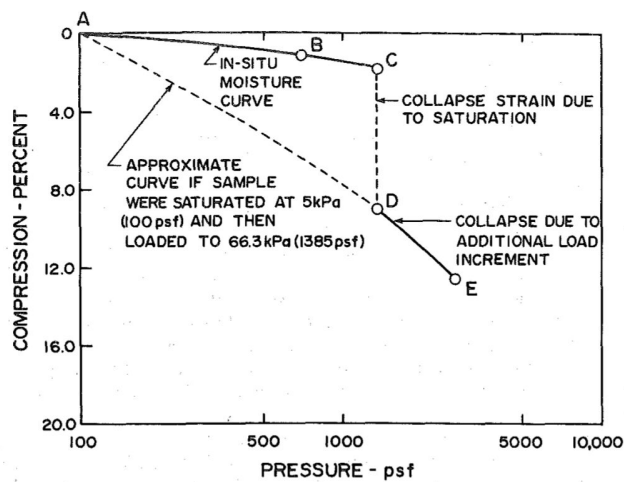


FIGURE 3.8 – Essais d'effondrement au simple œdomètre et extrapolation du comportement du sol saturé entre les points A et D, d'après Murthy (2002). Le terme d'effondrement entre le chemin D et E n'est sans doute pas approprié.

En résumé, plusieurs types d'essais œdométrique sont utilisés au laboratoire. Seul l'essai au simple œdomètre mesure directement un effondrement, mais nécessite de réaliser plusieurs essais pour évaluer, par exemple, l'effet de la charge axiale sur l'effondrement.

### 3.2.2 Essai triaxial

L'essai triaxial a aussi été utilisé pour caractériser l'effondrement par imbibition. Cet essai est cependant moins utilisé que l'essai œdométrique, sans doute car il est plus complexe à mettre en place. Néanmoins son principal avantage est de pouvoir imposer la contrainte axiale  $\sigma_a$  et la contrainte radiale  $\sigma_r$ , alors que, pour une cellule œdométrique, seule la contrainte verticale est contrôlée et la contrainte radiale n'est que rarement mesurée. L'essai œdométrique impose une déformation radiale nulle qui est vérifiée en pratique pour des sols de faible épaisseur chargés sur une grande surface. Cet essai fournit une estimation des tassements. L'essai triaxial peut, quant à lui, recréer des états de contrainte plus complexes et donne accès aux déformations radiales utiles pour des problèmes de stabilité des pentes et lorsque le sol n'est pas chargé uniformément. L'essai triaxial donne accès à la résistance au cisaillement du sol et aux paramètres de rupture.

Ainsi, Lawton *et al.* (1991) ont montré, en utilisant la méthode au "double triaxial" (basé sur le même principe que pour le double œdomètre) sur des échantillons compactés de sable argileux, que l'effondrement volumique est fonction de la contrainte moyenne  $(\sigma_a/3 + 2\sigma_r)/3$  mais pas du rapport des contraintes  $\sigma_a/\sigma_r$  (voir figure 3.9(a)). Ils observent, à contrainte moyenne donnée, une augmentation des déformations axiales avec l'augmentation du rapport  $\sigma_a/\sigma_r$  (confirmé par Kato et Kawai (2000)). De plus, l'écart entre les potentiels d'effondrement obtenus au double œdomètre et ceux obtenus au triaxial sont faibles, bien que l'essai œdométrique tende à surestimer les déformations volumiques en valeurs absolues (gonflement et effondrement) aux faibles et fortes contraintes (c.f. figure 3.9(b)). L'explication avancée par les auteurs est que le rapport  $\sigma_a/\sigma_r$  pour l'œdomètre est supérieur à 3 (correspondant au plus grand rapport des contraintes imposées lors des essais triaxiaux) à faibles contraintes verticales pendant le gonflement, et au contraire est inférieur à 1 (plus petit rapport imposé) lors des effondrements à fortes contraintes verticales (c.f. figure 3.9(b)). L'importance de la contrainte moyenne totale sur le niveau d'effondrement a aussi été montrée par Sun *et al.* (2007) par des essais au simple triaxial sur une argile kaolinitique.

Benahmed (2001) a mesuré aussi une contraction d'échantillons de sable compactés à l'état humide lors de leur saturation. Elle a observé une plus grande contraction du sable de Fontainebleau (0,6% en volume) par rapport au sable d'Hostun (0,2% en volume) à même indice de densité, expliquée par la forme des grains : la forme plus arrondie des grains de sable de Fontainebleau favoriserait le glissement entre grains.

### 3.2.3 Un effondrement contrôlable ?

Historiquement, le phénomène d'effondrement est évalué par mouillage brutal de l'échantillon. Ce protocole induit des déformations subites si la saturation de l'échantillon est rapide (par exemple pour les sols perméables). Le phénomène de stick and slip (collé-glissé) est visible pendant la saturation (Fedà 1995) et montre qu'un effondrement total est la somme d'une multitude de micro effondrements plus ou moins locaux. Au laboratoire, le volume d'eau ou la succion dans le sol

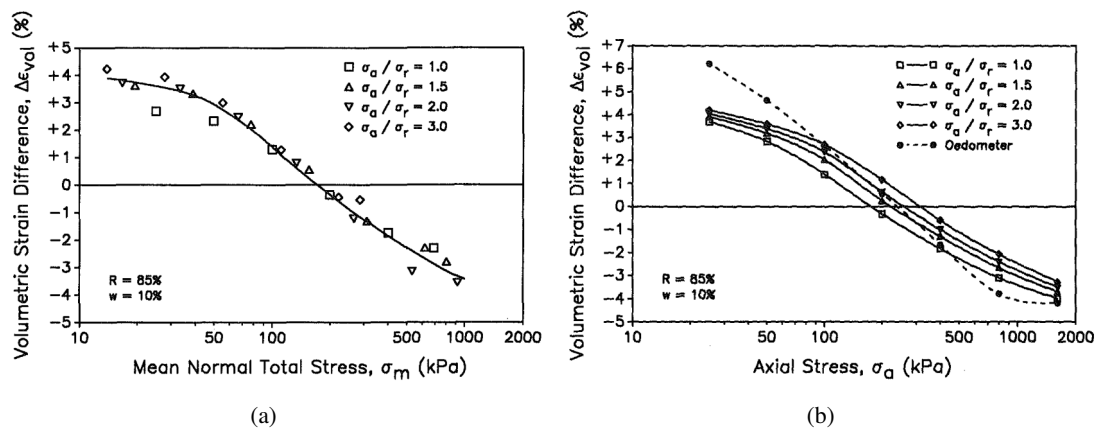


FIGURE 3.9 – Essais triaxiaux sur des éprouvettes saturées et non saturées. (a) Différence de déformation volumique des éprouvettes saturées et non-saturées  $\Delta\epsilon_{vol}$  en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m$  au double triaxial. (b) Comparaison des essais d’effondrement au double œdomètre et au double triaxial en fonction de la contrainte axiale, d’après Lawton *et al.* (1991)

peuvent être contrôlés. Le processus d’effondrement peut donc être étudié plus finement que par trempage uniquement. Les questions sont donc de savoir si l’effondrement peut être contrôlé ou au moins limité, et si le même potentiel d’effondrement est mesuré quelle que soit la méthode d’imbibition ?

Rust *et al.* (2005) montrent les résultats d’un effondrement "incrémental", au cours duquel une variation de teneur en eau entraînait un supplément de déformation. L’inconvénient de ce test est que la succion n’est pas connue. Pour y remédier, Jotisankasa *et al.* (2007) ont mesuré la succion à l’aide d’un tensiomètre en contact avec la surface supérieure de l’échantillon, et ont ajouté de l’eau en petite quantité à chaque étape du test. Ils ont observé une augmentation progressive des tassements avec la diminution de la succion.

Une autre solution est le contrôle de la succion plutôt que du volume d’eau. Généralement, une céramique est placée en contact avec l’échantillon et permet d’assurer la continuité de l’eau du sol avec l’eau du système qui impose la succion. Par exemple, Sun *et al.* (2007) utilisent une céramique de 300 kPa d’entrée d’air pour mesurer la pression d’eau en bas de l’échantillon, et appliquent en haut de l’échantillon une pression d’air (méthode de la translation d’axe). Pour empêcher que de l’eau ne passe par la pierre poreuse situé au dessus de l’échantillon, un filtre hydrophobe en téflon est placé entre l’échantillon et la pierre poreuse. Lins et Schanz (2005) ajoutent, en plus d’imposer une pression d’air, la possibilité de contrôler la pression d’eau pour les faibles succions inférieures à 10 kPa. Une burette partiellement remplie d’eau, en équilibre avec le sol, donne directement la pression capillaire à partir de l’écart de hauteur entre l’échantillon et le niveau d’eau dans la burette. En déséquilibrant le système échantillon-burette, par exemple en montant la burette ou en apportant de l’eau dans le système, un échange d’eau se produit pour atteindre un nouvel équilibre teneur en eau  $w$  - pression capillaire  $p_c$ . La méthode tensiométrique ainsi employée ne permet pas en toute rigueur d’imposer une succion, sauf si le niveau d’eau dans la burette est constant au cours de l’essai. En laissant le niveau évoluer, ni la quantité d’eau absorbée par l’échantillon, ni la pression finale ne sont connues à l’avance.

Fractionner l’effondrement permet de suivre les déformations avec la succion et donc de connaître



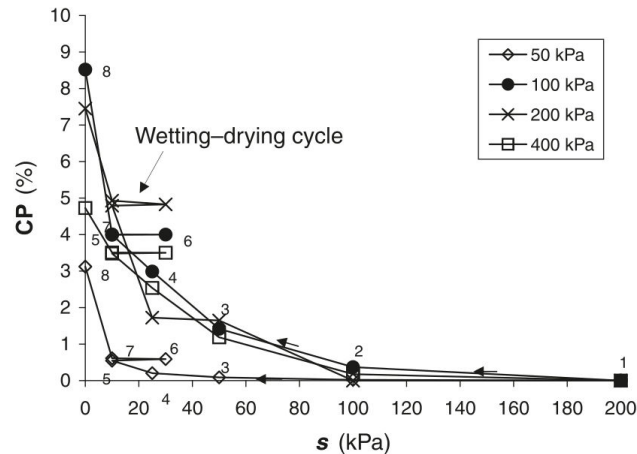


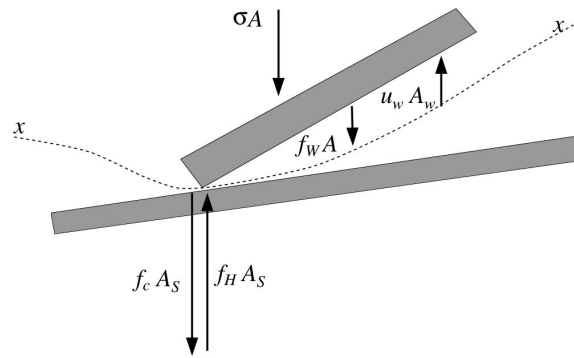
FIGURE 3.10 – Évolution du potentiel d’effondrement avec la diminution de succion à différentes contraintes verticales, d’après Vilar et Rodrigues (2011)

plus précisément l’évolution et l’origine des tassements. Par exemple, Sun *et al.* (2007) ont observé que les déformations d’une argile apparaissaient principalement pour des succions inférieures à 50 kPa. Vilar et Rodrigues (2011) assistent sur des sables argileux à une forte augmentation des déformations lorsque la succion s’approche de 0 kPa (c.f. figure 3.10). On observe que la quasi-totalité de l’effondrement se produit lorsque le niveau de succion est faible, typiquement inférieur à 100 kPa (rayon de ménisque équivalent de  $1,5 \mu\text{m}$  d’après la loi de Laplace), ce qui reflète l’importance des effets capillaires dans le phénomène d’effondrement.

Même s’il semble possible de fractionner l’effondrement, la question de l’instabilité de l’effondrement se pose puisque l’augmentation de saturation par imbibition provoque l’apparition de tassements engendrant dans le même temps une augmentation de la saturation. Ce phénomène de couplage hydromécanique potentiel peut expliquer pourquoi le terme *métastable* est parfois utilisé pour décrire la microstructure des sols effondrables. Des études numériques sur ce caractère instable sont proposées par Buscarnera et Nova (2009, 2011) et montrent que l’instabilité d’un essai à volume d’eau contrôlé est plus importante qu’un essai à succion contrôlée, et que cette instabilité augmenterait avec le niveau de contrainte (Buscarnera et Nova 2011).

### 3.3 Modélisation mécanique à l’échelle macroscopique

Dans cette partie et la suivante, l’effet de l’eau sur le comportement mécanique des sols et plus précisément sur l’effondrement est abordé par deux approches différentes. La première, décrite dans cette partie, est une approche phénoménologique qui utilise les notions de contrainte et de succion à l’échelle du VER (Volume Élémentaire Représentatif) pour comprendre et prédire le comportement des sols, approche largement utilisée en mécanique des sols. Cette approche, que nous illustrerons par le modèle basique de Barcelone (Barcelona Basic Model aussi noté BBM), sera présentée dans un premier temps. L’autre approche, essentiellement limitée aux milieux granulaires qui sera abordée dans la partie suivante, tente de modéliser à l’échelle locale les grains en faisant varier différents paramètres (friction, cohésion, chargement ...) permettant de dégager des tendances et corrélations. L’effort capillaire induit par un pont capillaire entre deux grains est

FIGURE 3.11 – Forces agissant sur une particule, d'après Engel *et al.* (2005)

l'exemple souvent traité dans ce type d'approche pour des milieux non saturés. Les techniques d'homogénéisation et la méthode des éléments discrets s'intéressent à un plus grand nombre de grains et sont capables de fournir des résultats intéressants sur le lien entre comportement macroscopique et comportement microscopique.

### 3.3.1 Contrainte effective dans les sols saturés

La phase solide occupe une certaine fraction volumique du sol. L'espace occupé par le fluide est le volume poreux. Le phénomène de consolidation des sols est lié aux interactions entre le squelette et l'eau. Lorsqu'une contrainte est appliquée sur un échantillon de sol fin saturé, l'eau subit l'effet de cette surcharge à court terme, ce qui se traduit par une augmentation de sa pression. A long terme, ces surpressions interstitielles se dissipent par drainage et le squelette reprend progressivement l'intégralité de la contrainte initialement appliquée, ce qui s'accompagne d'une augmentation progressive de sa déformation (consolidation primaire). On assiste ensuite au fluage de la phase solide (compression secondaire). Pour prendre en compte ces interactions, Engel *et al.* (2005) définissent la contrainte totale en se basant sur les approches de Lambe et Whitman (1969), Mitchell et Soga (1976), telle que :

$$\sigma = \frac{(f_H - f_C)A_s - f_W A + u_w A_w}{A} \quad (3.8)$$

avec  $A$  la surface totale de la particule de sol (voir figure 3.11),  $A_w$  la surface mouillée et  $A_s$  la surface de contact entre les particules,  $f_H$  une force de répulsion entre grains (répulsion de Born, hydratation),  $f_C$  une force d'attraction qui prend en compte la cimentation des particules et leurs liaisons chimiques,  $f_W$  une force d'attraction résultant des liaisons de van der Waals et des forces électrostatiques et  $u_w$  la pression de l'eau.

Lorsque le milieu est saturé, la surface totale de la particule est mouillée, donc la contrainte effective, vue ici comme la contrainte inter-granulaire, devient :

$$\sigma' = \frac{(f_H - f_C)A_s}{A} = \sigma + f_W - u_w \quad (3.9)$$

On retrouve alors la contrainte effective introduite par Terzaghi (1943) lorsque les interactions de

courte distance  $f_W$  sont négligeables :

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad (3.10)$$

Notons que la contrainte inter-granulaire est mise en défaut dans les sols fins, puisque l'absence de contact entre particules voisines ne signifie pas qu'elles ne sont pas en interaction. Ainsi, la définition de Terzaghi de la contrainte effective établie que les sols saturés subissent des déformations uniquement dues à une variation de cette contrainte effective. D'un point de vue thermodynamique, la contrainte effective peut être définie comme la contrainte thermodynamiquement associée à la déformation. Dans le cas d'une matrice solide incompressible et saturé, la contrainte de Terzaghi est retrouvée. Le lecteur intéressé pourra se reporter à Coussy (2004) et Coussy *et al.* (2010).

### 3.3.2 Contrainte effective dans les sols non-saturés

De la même manière, Engel *et al.* (2005) élargissent la notion de contrainte totale aux sols non saturés :

$$\sigma = \frac{(f_H - f_C)As - f_W A - u_a A_a - u_w A_w}{A} \quad (3.11)$$

avec  $u_a$  et  $A_a$  respectivement la pression d'air et la surface de la particule exposée à l'air. On retrouve finalement la contrainte effective introduite par Bishop (1960) en négligeant une nouvelle fois les interactions de courte distance :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \frac{A_w}{A}(u_a - u_w) = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (3.12)$$

où  $\sigma'$  est la contrainte effective,  $\sigma - u_a$  est la contrainte totale nette,  $u_a - u_w$  est la succion matricielle et  $\chi$  est un paramètre qui dépend de la surface mouillée qui est généralement considéré comme une fonction du degré de saturation. Mais cette notion de contrainte effective dans les sols non saturés est souvent remise en cause, comme lors d'un essai d'effondrement capillaire. En effet lors de la saturation, la succion et donc par conséquent la contrainte effective doivent diminuer. L'échantillon, qui voit un relâchement de ses contraintes internes, devrait augmenter de volume ce qui est en contradiction avec le phénomène d'effondrement (Jennings et Burland 1962). En fait, cette explication prouve que le phénomène d'effondrement est un phénomène plastique, contrairement au gonflement de certaines argiles sous imbibition qui peut être un processus essentiellement réversible.

Une des solutions pour décrire le comportement des sols non saturés est une approche dite à deux variables indépendantes (par exemple la contrainte nette ( $\sigma - u_a$ ) et la succion ( $u_a - u_w$ )). Les figures 3.12(a) et 3.12(b) montrent les principales tendances du comportement mécanique d'un sol non saturé. La figure 3.12(a) (Matyas et Radhakrishna 1968) décrit l'évolution volumique d'un sol pour lequel l'indice des vides est fonction de la contrainte nette et de la succion. Cette schématisation montre qu'une augmentation de succion diminue la compressibilité du sol (chemins A'C' et AC), repousse la zone plastique (équivalent à une augmentation de la pression de préconsolidation des sols saturés) et une saturation peut engendrer un gonflement sous chargement faible ou un effondrement pour des charges plus importantes (chemins AA<sub>s</sub> ou CC' respectivement). La figure

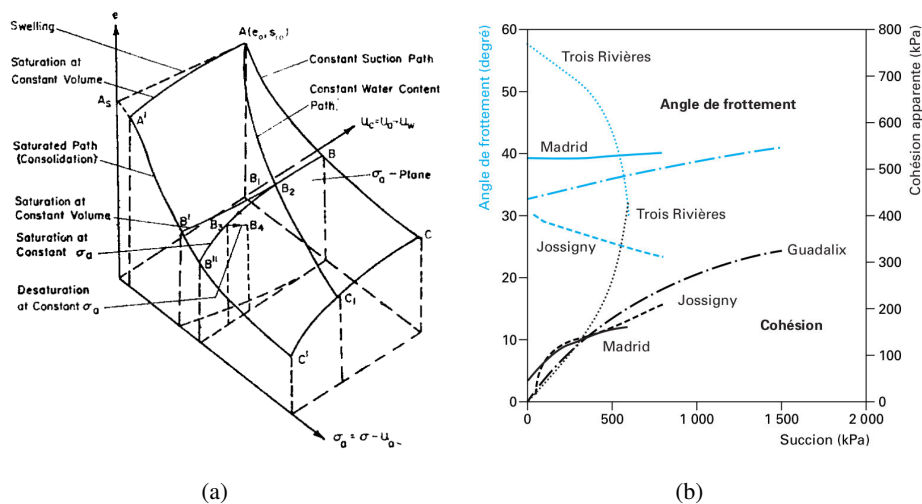


FIGURE 3.12 – (a) Surface d'état d'un sol non saturé (Matyas et Radhakrishna 1968). (b) Cohésion apparente et angle de frottement en fonction de la succion, pour différents sols d'après Delage et Cui (2003).

3.12(b) montre la variation de la cohésion apparente et de l'angle de frottement avec la succion. Ces paramètres du sol à la rupture tendent à augmenter avec l'augmentation de la succion. Cependant l'angle de frottement peut parfois diminuer pour des sols lâches et peu plastiques (Delage et Cui 2003). Globalement, les propriétés mécaniques sont renforcées lors d'une augmentation de succion : le matériau est plus rigide (diminution de la compressibilité) et son domaine élastique est agrandi. Vis à vis du cisaillement, l'augmentation de succion entraîne de la même façon une rigidification du matériau et une augmentation des résistances à la rupture rendant le matériau plus fragile, observé par exemple par Cui et Delage (1996) sur un limon compacté.

De ces exemples, l'influence de la succion sur le comportement mécanique est visible. Inversement, la mécanique modifie le comportement hydraulique mais cette causalité semble moins étudiée. On peut noter toutefois que l'histoire du chargement mécanique et la méthode de préparation des échantillons engendrent des variations de propriétés de rétention d'eau comme une augmentation de la valeur de succion d'entrée d'air avec une augmentation de la densité (Fredlund et Xing (1994), Vanapalli *et al.* (1999), Yang *et al.* (2004)).

Remarquons que l'approche à deux variables indépendantes présente des difficultés pour son l'implémentation numérique. Pour y remédier, des développements dans le cadre élastoplastique utilisent la notion de contrainte effective adaptée aux sols non saturés (Sheng *et al.* 2004, Alonso *et al.* 2010).

### 3.3.3 Modèle de Barcelone

Les approches phénoménologiques tentent de modéliser le comportement d'un matériau à partir de variables macroscopiques comme la contrainte nette, la contrainte de cisaillement et la succion. Le modèle basique de Barcelone est un modèle élastoplastique largement utilisé pour décrire le comportement des sols non saturés. Le comportement déviatorique y est décrit à partir d'une ex-

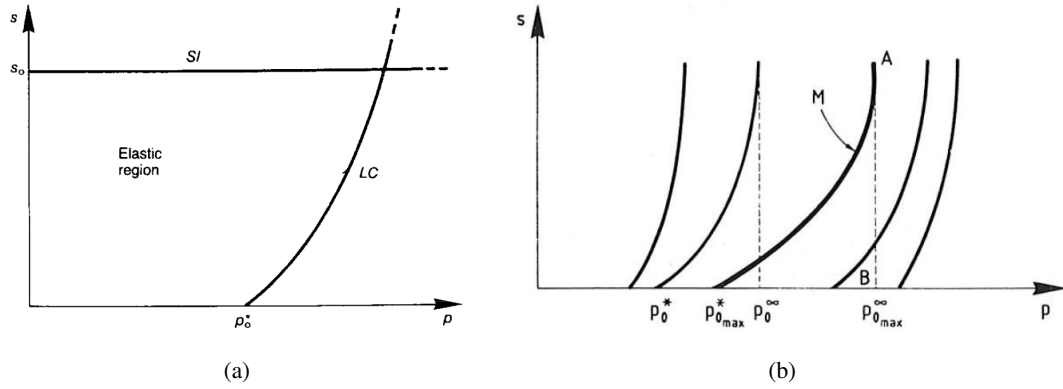


FIGURE 3.13 – (a) Domaine élastique dans le plan  $p - s$  défini dans le BBM. (b) Évolution particulière de LC qui rend compte d'un maximum d'effondrement pour une pression donnée  $p_{0_{max}}^{\infty}$  d'après Alonso *et al.* (1992).

tension du modèle de Cam-Clay, relativement bien adapté aux matériaux fins. La figure 3.13(a) montre les frontières élastiques du BBM dans le plan succion-pression isotrope, avec l'existence d'une zone élastique à l'intérieur des courbes LC (loading collapse) et SI (succion increase). Le matériau sortira du domaine élastique soit par une augmentation de pression ou de succion soit par une diminution de succion dans le cas où la contrainte isotrope est supérieure à  $p_0^*$ , la pression de préconsolidation obtenue à l'état saturé. Les surfaces de charges LC et SI peuvent être couplées afin de rendre compte du fait que, quelle que soit l'origine des déformations plastiques (hydraulique ou mécanique sous un chargement isotrope), ces dernières conduisent à une densification du matériau qui possède alors une nouvelle zone élastique (Alonso *et al.* 1990). La surface de charge LC conditionne l'équivalence entre les déformations plastiques d'origine mécanique et les déformations plastiques d'origine hydraulique lors de l'imbibition. Ce point est un des fondements du BBM qui suppose donc l'équivalence entre le simple et le double œdomètre.

A succion constante (chemins de chargement horizontaux L1, L2 et L3 dans la figure 3.14 (a), le volume spécifique  $v = 1 + e$  (avec  $e$  l'indice des vides) varie linéairement (la pente dans le plan  $v - \ln(p)$  est gouvernée par  $-\kappa$ , le coefficient de gonflement élastique) avec le logarithme de la contrainte isotrope jusqu'à  $p_i$  (limite élastique à une succion  $s_i$ ). Puis, passée cette contrainte, la compressibilité du sol augmente et la pente de la droite dans le plan  $v - \ln(p)$  devient  $-\lambda$  (coefficient de compression plastique). Ce comportement est visible dans la figure 3.14 (b). Dans cette figure 3.14, on peut remarquer la diminution de  $\kappa$  et  $\lambda$  et l'augmentation de  $p_i$  avec l'augmentation de succion. Notons que  $\kappa$  est souvent choisi comme une constante indépendante de la succion (Alonso *et al.* 1990). Ce choix ne permet cependant pas de décrire l'augmentation du gonflement avec la diminution de la contrainte isotrope rencontrée dans certaines argiles. En prenant  $\kappa$  constant (Alonso *et al.* 1990) et  $p^c$  une contrainte nette critique où la surface de charge LC devient verticale lorsque  $p_0^* = p^c$ , l'équation de cette surface de charge LC est donnée par l'équation suivante :

$$\frac{p_0}{p^c} = \left( \frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad (3.13)$$

Le coefficient de compression plastique du sol, qui varie avec la succion, peut être donné par :

$$\lambda(s) = \lambda(0)((1 - r)e^{-\beta s} + r) \quad (3.14)$$

où  $r$  est un paramètre lié au maximum de compressibilité du sol et  $\beta$  un paramètre qui contrôle l'augmentation de compressibilité du sol (Alonso *et al.* 1990).

A contrainte isotrope constante, une diminution de succion (chemins verticaux de la figure 3.14) entraîne, suivant les cas : un gonflement élastique (chemin C1 qui ne rencontre pas LC), un gonflement suivi d'un effondrement (chemin C2), un faible gonflement suivi d'un effondrement plus important (chemin C3). Comme pour  $\kappa$  et  $\lambda$ ,  $\kappa_s$  et  $\lambda_s$  sont respectivement le coefficient de gonflement élastique et de compressibilité plastique définis cette fois dans le plan  $v - \ln s$ . Dans ce plan, il est intéressant de noter que le modèle ne prévoit pas de coefficient d'effondrement pour modéliser l'effondrement, lorsque la surface de charge LC est atteinte à pression constante (chemin C2 ou C3). Ainsi, la loi de comportement d'un sol effondrable n'est pas à priori connue : cette loi ne semble pas de type  $v = \lambda_s \ln s$  comme pour le chemin plastique à succion croissante. Cependant, la connaissance des coefficients de gonflement élastique et de compression plastique dans les plans  $v - \ln p$  et  $v - \ln p$  et de la surface de charge LC peut permettre de tracer cette loi d'effondrement, qui est à notre connaissance rarement présentée.

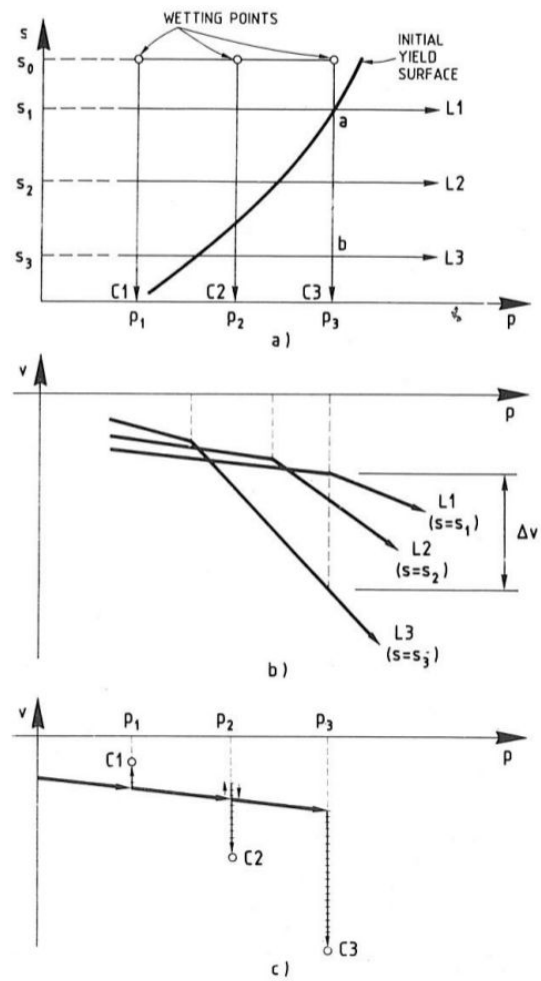
On remarque donc que le modèle prévoit une augmentation monotone du potentiel d'effondrement avec l'augmentation de la contrainte. Or de nombreux sols présentent un maximum d'effondrement pour une contrainte particulière. En pratique on peut s'attendre à ce que tous les sols présentent un tel comportement (Alonso *et al.* 2012), puisque si la charge mécanique est suffisamment grande, l'effet de l'eau sur le sol sera négligeable comparé aux contraintes internes développées par le chargement mécanique. De plus, la densification avant imbibition réduira d'autant plus l'amplitude d'effondrement. Toutefois, si l'amplitude des contraintes appliquées est faible ( $p < p_{0_{max}}^\infty$  avec  $p_{0_{max}}^\infty$  la contrainte isotrope induisant le maximum d'effondrement), l'augmentation monotone de l'effondrement avec la charge mécanique est une modélisation acceptable (Alonso *et al.* 1992).

Dans le cas contraire, afin de modéliser l'existence de ce maximum d'effondrement, Alonso *et al.* (1992) proposent une autre expression de la surface de charge LC :

$$p_0 = (p_0^* - p^c) + p^c((1 - m)\exp(\alpha s) + m) \quad (3.15)$$

où  $\alpha$  est un paramètre qui contrôle la forme de la surface,  $m$  dépend de la différence maximale entre  $p_0^\infty$  et  $p_0^*$  (voir figure 3.13(b)). La figure 3.13(b) montre l'évolution de LC à partir de cette nouvelle équation. A même succion de départ, le terme  $(p_0^\infty - p_0^*)$  qui pilote le potentiel d'effondrement n'a plus une évolution monotone avec l'augmentation de  $p_0$ . Une autre formulation permettant de prendre en compte ce maximum d'effondrement est proposée par Alonso et Romero (2003).

Dans le cadre de l'effondrement, Kato et Kawai (2000) montrent une limite du modèle basique de Barcelone en opérant deux cycles d'imbibition à deux niveaux de cisaillement sur un même échantillon d'argile compacté. Ils observent qu'après un premier effondrement, aucun effondrement supplémentaire n'apparaît lorsque qu'une nouvelle saturation est faite à une plus forte contrainte de cisaillement et donc à une plus forte contrainte moyenne. Ils concluent que le modèle n'est sans

FIGURE 3.14 – BBM d'après Alonso *et al.* (1992).

doute pas capable de décrire l'évolution de la surface de charge après un réarrangement important des particules, tel qu'observé lors d'un effondrement (le potentiel d'effondrement était d'environ 5% pour leur test).

Notons que le phénomène d'effondrement a pu être modélisé via d'autres modèles tels que celui de Fredlund et Morgenstern (1976) par Tadeballi et Fredlund (1991) et Fredlund et Gan (1995) à partir d'une approche à deux variables indépendantes. Par exemple, Tadeballi et Fredlund (1991) ont étudié les écoulements instationnaires lors d'essais d'infiltration et leur influence sur l'effondrement : le modèle implémenté dans une méthode par différences finies a été ajusté sur les données expérimentales. Une relation linéaire était utilisée pour décrire la variation de volume en fonction d'une variation de succion :

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_2^s d(-u_w) \quad (3.16)$$

avec  $V_v/V_0$  la déformation volumique (ou encore le potentiel d'effondrement ici) et  $m_2^s$  un coefficient à ajuster, égal à  $4,7 \cdot 10^{-4} \text{L.kPa}^{-1}$  quel que soit la succion (entre 0 et 60 kPa) sur le limon testé par Tadeballi et Fredlund (1991) ( $\rho_d = 1.598 \text{ t.m}^{-3}$ ,  $w_i = 11.8\%$ ,  $\sigma = 97 \text{ kPa}$ ,  $CP = 5.84\%$ ). Suivant les conditions initiales du sol (densité, teneur en eau), ce coefficient varie parfois avec la succion pour caler au mieux le modèle. La relation 3.16 est issue de l'équation plus générale ci-dessous dans laquelle la contrainte verticale et la pression d'air sont maintenues constantes au cours de l'imbibition.

$$\frac{dV_v}{V} = m_1^s d(\sigma - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \quad (3.17)$$

### 3.4 Modélisation mécanique à l'échelle du grain : pont capillaire

Nous souhaitons dans cette partie éclaircir le lien entre les efforts intergranulaires d'origine capillaire et la pression capillaire dans le cas du sable utilisé dans cette thèse : le sable d'Hostun HN31. L'effondrement capillaire, qui provient d'un affaiblissement de cette force capillaire, résulte en partie d'une diminution de la pression capillaire, quantité mesurée au laboratoire, mais aussi de l'évolution de la géométrie du pont capillaire. Les phénomènes de tension de surface, déjà introduits dans la partie 3.1, sont précisés dans le contexte d'un pont capillaire entre deux grains. L'effort intergranulaire d'origine capillaire est alors calculé en utilisant l'approche toroïdale. Des expressions analytiques de cette force capillaire sont développées en utilisant le rayon de gorge comme variable principale. Ce choix permet de proposer des expressions simples, faciles d'utilisation. D'autres approches sont également abordées dans lesquelles la courbure du pont capillaire est constante.

#### 3.4.1 Tension de surface et pression capillaire

L'interface entre deux fluides est le siège de forces qui permettent, par exemple, de souffler une bulle de savon, de battre des œufs en neige ou de voir des insectes marcher sur l'eau. L'origine physique de ces forces est représentée par le graphique 3.15(a) pour le couple air - eau. Au sein de la masse d'eau, les molécules bénéficient d'interactions attractives avec leurs voisines. Au contraire, au niveau de la frontière avec l'air, le nombre de molécules voisines diminue : les molécules à l'interface sont "malheureuses" (de Gennes *et al.* 2002) et la masse d'eau cherche donc à minimiser



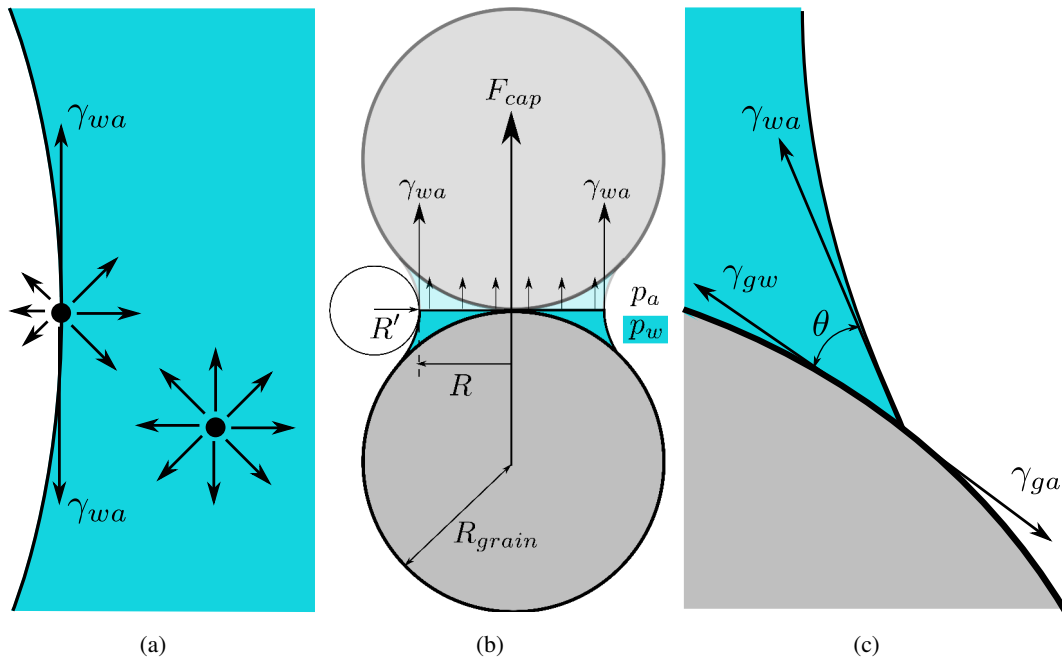


FIGURE 3.15 – (a) Forces agissant sur les molécules à l'interface air-eau et dans la masse ; (b) pont capillaire ; (c) équilibre de la ligne triple

la quantité de ces molécules en diminuant la surface de l'interface grâce à la tension superficielle  $\gamma_{wa}$  pour une interface eau-air, notée aussi  $\gamma_w$ . Cette quantité est définie comme l'énergie à fournir pour augmenter la surface d'une unité et s'exprime donc en  $\text{J.m}^{-2}$ . Homogène à une force par unité de longueur  $\text{N.m}^{-1}$ , la tension superficielle est vue aussi comme une force linéique dans le plan de l'interface. La tension superficielle est accessible par des méthodes expérimentales comme la montée du liquide dans un capillaire fin, la mesure de la forme de gouttes, ... (Adamson 1967, de Gennes *et al.* 2002). Notons que ces mesures sont très délicates à mettre en place, car très variables en présence d'impuretés, et dépendent de nombreuses conditions comme la température. L'eau possède une forte tension superficielle et se pollue donc très vite en présence d'impuretés pour diminuer son énergie de surface. De plus, une augmentation de température de 0 à 100°C entraîne une diminution de la tension superficielle de l'eau de 75 à 58  $\text{mJ.m}^{-2}$ . A 25°C celle-ci vaut environ 72  $\text{mJ.m}^{-2}$ .

La tension de surface induit une variation de pression entre les deux côtés d'interfaces courbes qui peut être évaluée par la formule de Laplace (1805) :

$$\Delta p = \gamma_{wa} \left( \frac{1}{R} + \frac{1}{R'} \right) = \gamma_{wa} C \quad (3.18)$$

avec  $C$  la courbure de la frontière. Si la variation de pression  $\Delta p$  est égale à la pression capillaire  $p_c$ , alors les rayons seront comptés positifs lorsque les centres des cercles seront situés côté air. En gardant cette convention, il vient  $R' > 0$  et  $R < 0$  dans la configuration présentée dans la figure 3.15(b). Ici  $R$  et  $R'$  sont les rayons de courbures principaux (le minimum et le maximum des rayons de courbure en ce point) car un des plans choisis passe par l'axe de symétrie de la géométrie (ici l'axe des centres des grains). Cependant, à l'équilibre, la courbure ne dépend pas du choix des plans et de la zone étudiée (pression d'eau et d'air constantes en négligeant les phénomènes

d'adsorption). Un autre phénomène visible sur ce pont capillaire est le phénomène de mouillage au point de contact des trois phases (air, eau et grain), appelé point triple (voir figure 3.15(c)). En ce point, la tension superficielle de l'eau reste présente et deux autres tensions viennent influencer l'interface : la tension interfaciale grain - eau ( $\gamma_{gw}$ ) et la tension interfaciale grain - air ( $\gamma_{ga}$ ).

A l'équilibre, un bilan mécanique permet de retrouver la loi de Young-Dupré :

$$\gamma_{wa} \cos \theta = \gamma_{ga} - \gamma_{gw} \quad (3.19)$$

avec  $\theta$  l'angle de contact que fait la surface libre de l'eau avec la phase solide (figure 3.15(c)). Le mouillage est dit total lorsque  $\theta = 0$ , et partiel sinon. On distingue les liquides mouillants ( $\theta = 0$ ), plutôt mouillants ( $\theta \leq \pi/2$ ) et non mouillants ( $\theta > \pi/2$ ). L'angle de contact dépend des tensions de surface et de la rugosité de la surface solide. A l'échelle mésoscopique, cette rugosité entraîne un phénomène d'hystérésis de l'angle de contact entre une avance ou un recul de la ligne triple. L'angle de contact est assez facilement mesuré pour des surfaces planes et propres par photographie direct du profil ou plus précisément par interférométrie. Pour des substrats plus complexes comme les milieux poreux, l'angle de contact est plus compliqué à mesurer et est souvent obtenu par mesure indirecte (ascension capillaire (Letey *et al.* 1962), goutte posée sur le milieu poreux préalablement saturé ou encore pompage d'une goutte (de Gennes *et al.* 2002)).

### 3.4.2 Effort capillaire

L'effort capillaire  $F_{cap}$  à l'échelle d'une paire de grains, exprimé au centre de la gorge du pont capillaire, est la somme d'une force générée par la tension superficielle intégrée sur le périmètre du pont (appelé contractile skin par Fredlund et Rahardjo 1993) et d'une force induite par la pression capillaire intégrée sur la surface interne du pont (c.f. figure 3.15(c) pour les notations) :

$$F_{cap} = 2\pi R\gamma + (p_a - p_w)\pi R^2 = \pi R\gamma \left(1 + \frac{R}{R'}\right) \quad (3.20)$$

L'équation ci-dessus donne l'expression de cette force capillaire dans laquelle  $R$  et  $R'$  sont positifs. Le signe des rayons algébriques  $R$  et  $R'$  sont désormais pris en compte dans toutes les équations présentés ci-après suivant la convention :  $F_{cap} > 0$  lorsque l'eau attire les grains.

#### Approche toroïdale analytique

Pour des sphères de même taille, l'approche toroïdale permet d'évaluer l'effort capillaire avec une erreur inférieure à 10% (Lian *et al.* 1993, Chateau *et al.* 2002, Gladkikh et Bryant 2005). Cette approche simplifie la géométrie du pont capillaire en supposant qu'il prend la forme d'un arc de cercle. En prenant un angle de mouillage nul, le cercle de rayon  $R'$  (Figure 3.15(b)) devient tangent aux sphères, ce qui permet de simplifier l'expression de l'équation 3.20 :

$$F_{cap} = \pi R\gamma \left(1 + \frac{2(R_g - R)}{R}\right) \quad (3.21)$$

avec  $R_g$  le rayon des grains. La figure 3.16(a) présente l'évolution de la force capillaire en fonction du rayon de gorge  $R$  pour des sphères de 350  $\mu\text{m}$  de diamètre (diamètre median du sable d'Hostun S28 d'après Flavigny *et al.* (1990)). Les contributions de la tension superficielle et de la dépression

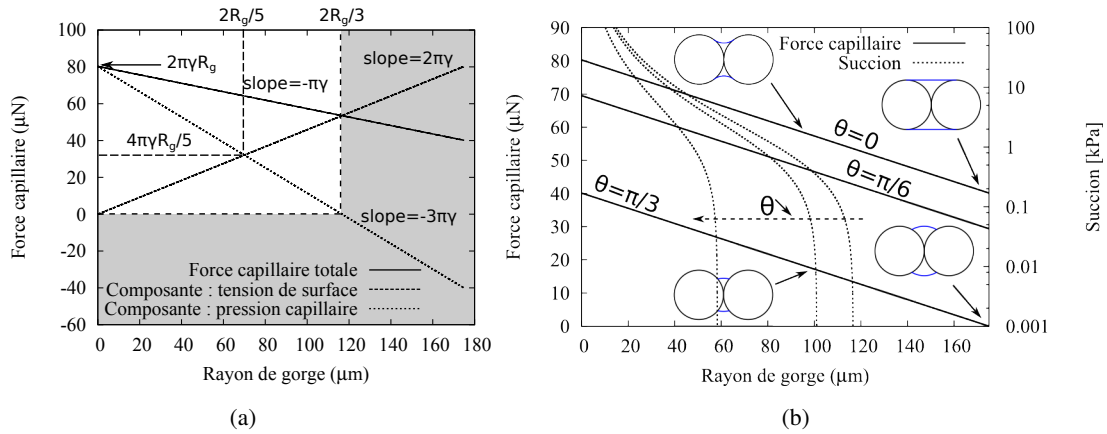


FIGURE 3.16 – Approche toroïdale pour des grains sphériques de même taille et en contact (a). Force capillaire en fonction du rayon de gorge pour un angle de mouillage nul (zone grisée correspond au domaine des pressions capillaires négatives) ; (b) force capillaire et pression capillaire en fonction du rayon de gorge pour différents angles de contact  $\theta$ .

sur la force totale sont distinguées. L'effort capillaire est maximal à  $R=0$  et atteint  $2\pi\gamma R_g$ . On vérifie sa décroissance avec l'augmentation du volume d'eau. Notons que pour un grain de  $350 \mu\text{m}$  de diamètre, l'effort capillaire maximal qu'il peut subir est environ 100 fois plus grand que son poids propre. Finalement pour des rayons de gorge inférieurs à  $2/5$  du rayon des sphères, la force induite par la pression capillaire domine sur celle induite par la tension superficielle. L'effort capillaire reste positif (grains en attraction) même lorsque la pression capillaire devient négative pour un rayon de gorge supérieur à  $2/3$  du rayon des sphères (c.f. figure 3.16(a)). La figure 3.16(b) donne la correspondance entre l'effort capillaire et la succion pour différents angles de mouillage ( $0$ ,  $\pi/6$  et  $\pi/3$ ). A angle de mouillage nul, lorsque le rayon de gorge passe de  $0.01$  à  $0.1$  mm, l'effort capillaire décroît de  $78 \mu\text{N}$  à  $57 \mu\text{N}$ , et la succion de  $233$  kPa à  $0.3$  kPa. Par conséquent une forte variation de succion affecte légèrement l'effort capillaire. De plus lorsque l'angle de mouillage augmente, l'effort capillaire diminue à rayon de gorge constant et l'effort maximal devient  $2\pi\gamma R_g \cos \theta$  pour  $R=0$ . En pratique, nous avons vu que l'angle de contact est difficile à déterminer dans les milieux poreux. En mécanique des sols, dans un soucis de simplification, un angle nul est souvent utilisé en phase de drainage (angle de reculée) dans l'utilisation de divers modèles. Cependant, cet angle de reculée nul est plus souvent une hypothèse qu'un résultat d'essai.

Pour un angle de contact  $\theta$  quelconque, l'équation générale de  $F_{cap}$  et de  $p_c$  d'un pont capillaire avec une approche toroïdale sur deux billes de même taille est donnée ci-dessous :

$$F_{cap} = \pi R \gamma \left( 1 + R \frac{2R_g \cos(\theta) - 2R}{R^2 + D^2/4 + DR_g} \right) \quad (3.22)$$

$$p_c = \gamma \left( -\frac{1}{R} + \frac{2R_g \cos(\theta) - 2R}{R^2 + D^2/4 + DR_g} \right) \quad (3.23)$$

A partir de ces équations, il est possible d'étudier la sensibilité de  $F_{cap}$  aux paramètres géométriques du pont capillaire et/ou à la pression capillaire. Par exemple, la figure 3.17(a) présente la distance intergranulaire  $D$  en fonction du rayon de gorge  $R$  à différentes pressions capillaires. On remarque l'existence de deux rayons de gorge pour une même valeur de  $D$  et de  $p_c$ . Cependant il

semble que la configuration de plus faible volume de liquide ne soit pas stable et corresponde aux traits pointillés (Erle *et al.* (1971), De Bisschop et Rigole (1982), Lian *et al.* (1993), Molenkamp et Nazemi (2003) d'après Scholtès (2009)). En effet à  $D \neq 0$ , un pont capillaire se rompt expérimentalement avant d'atteindre un rayon de gorge nul. De même, il n'est pas possible d'augmenter continuellement  $D$  sans rompre le pont capillaire, même lorsque les forces de gravité restent négligeables. Une autre façon de justifier l'absence de représentativité de la solution à plus faible volume d'eau est d'observer la figure 3.17(b). Dans cette figure, la relation entre  $D$  et  $F_{cap}$  est tracée et deux couples de solution  $(F_{cap}, D)$  existent à une même valeur de  $p_c$ . Cependant, lorsque la pression capillaire tend vers l'infini pour des grains en contact, la force capillaire doit tendre vers  $2\pi\gamma R_g \cos\theta$ , une solution donc non nulle. Ceci montre que la solution  $(D, F_{cap})=(0, 0)$  n'a pas de sens physique, sauf bien sûr dans la situation où l'eau aurait totalement disparue. Des deux états possibles à une pression capillaire et une distance intergranulaire données, nous considérons que l'état stable est celui de plus grand volume. Ce choix permet d'assurer l'unicité des solutions et semble bien approcher les distances réelles de rupture de ponts capillaires d'après Lian *et al.* (1993).

Plusieurs propriétés intéressantes peuvent être relevées de ces figures :

- Lorsque les grains se rapprochent à pression capillaire constante, la force capillaire augmente (c.f. figure 3.17(a)). Dans ces conditions, la force capillaire moyenne évolue dans un matériau granulaire non saturé lors de sa variation de volume : une compression à  $p_c$  constante augmenterait alors l'effort capillaire moyen si les ponts capillaires entre paires de grains ne fusionneraient pas. Notons que ce résultat est obtenu pour des grains distant de  $D \neq 0$  : ces grains ne sont donc pas en contact mais interagissent au travers de cette force capillaire qui participe à la stabilisation de la structure comme l'a observé Gili et Alonso (2002) par DEM.
- A une certaine distance  $D$  et lorsque la pression capillaire est réduite, la force capillaire peut être décroissante ou croissante suivant la distance  $D$ . Cette évolution est observable dans la figure 3.17(b) et est plus clairement présentée dans la figure 3.18. Pour des grains en contact, la force est strictement décroissante avec la diminution de la pression capillaire. Au contraire, lorsque  $D \neq 0$  et suivant la pression capillaire de départ, la force peut augmenter puis diminuer au cours de l'imbibition.

Ces résultats montrent l'importance de la forme géométrique du pont capillaire sur l'intensité de la force capillaire : la pression capillaire seule ne permet pas de décrire complètement la force capillaire, même pour une configuration simple de deux grains. Dans une éprouvette de sable, outre le fait que les grains ne sont pas sphériques et possèdent une certaine rugosité, les forces capillaires peuvent varier drastiquement lors de la fusion des ponts capillaires. Ce phénomène a été observé au cours de cette thèse et semble avoir une grande importance sur le phénomène d'effondrement par imbibition dans les matériaux granulaires.

### Approche numérique

L'approche toroïdale ne respecte pas la condition de courbure constante le long du pont capillaire. Notons que la courbure peut ne pas être constante lorsque les dimensions du pont capillaire sont grandes devant la longueur capillaire<sup>2</sup>. Dans ce cas les effets de la pesanteur sont à prendre en

2. Longueur capillaire  $\kappa^{-1} = \sqrt{\frac{\gamma}{\rho g}}$ , environ égale à 2 mm pour le couple air-eau d'après de Gennes *et al.* (2002)

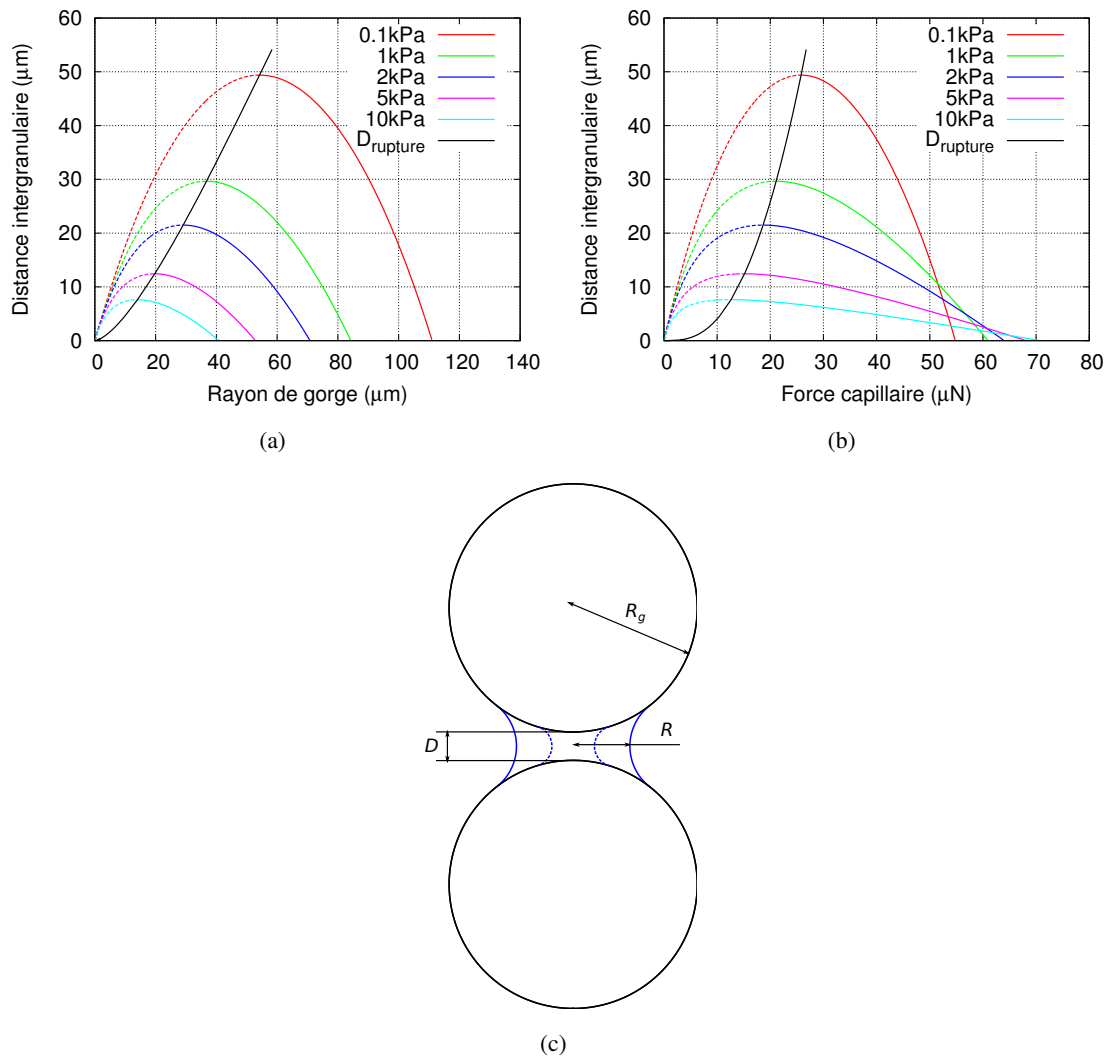


FIGURE 3.17 – A pression capillaire constante, distance intergranulaire en fonction : (a) du rayon de gorge et (b) de l'effort capillaire. Deux configurations du pont capillaire à  $D = 40 \mu\text{m}$  et  $p_c = 0.1 \text{ kPa}$  (c) : celle de volume d'eau le plus petit est représentée en traits pointillés.

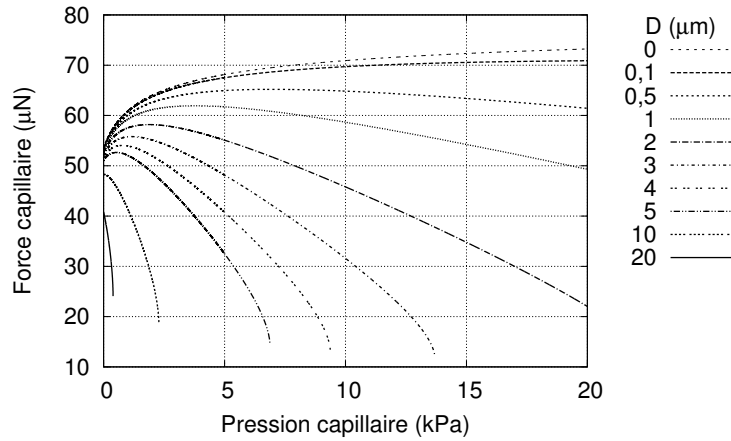


FIGURE 3.18 – Effort capillaire en fonction de la pression capillaire pour différentes distances intergranulaires  $D$ .

compte (de Gennes *et al.* 2002). La taille des pores et des grains étudiée dans ce travail sont cependant toujours suffisamment petits devant cette longueur capillaire, pour pouvoir négliger les effets de la pesanteur au niveau de chaque pont capillaire pris individuellement. Cependant à l'échelle de l'échantillon, nous verrons que l'effet de la gravité est visible sur la répartition de l'eau dans l'échantillon, ce qui n'est généralement pas le cas dans les sols fins.

Pour une distribution de grains polydisperse et une distance intergranulaire  $D$ , le problème se complexifie. Les équations du problème demandent une résolution numérique de l'équation de Laplace. Soulié *et al.* (2006) proposent une expression simplifiée de la force capillaire pour un cas bidisperse à partir d'une résolution numérique du problème et la comparent à des mesures expérimentales :

$$F_{cap} = \pi\gamma\sqrt{R_1R_2} \left( c + \exp\left(a\frac{D}{R_2} + b\right) \right) \quad (3.24)$$

où  $R_1$  et  $R_2$  sont les rayons des grains et  $D$  la distance intergranulaire. Les coefficients  $a$ ,  $b$ , et  $c$  sont des fonctions du volume du pont liquide  $V$ , de l'angle de contact  $\theta$ , et du rayon du plus grand grain  $R_2$ . De plus, la rupture du ménisque est aussi observée pour une certaine distance intergranulaire  $D$  et le critère de rupture retenu par Soulié *et al.* (2006) était :

$$D_{rupture} = (1 + 0.5\theta)V^{1/3} \quad (3.25)$$

Bien que simplifiée, l'expression 3.24 reste délicate à utiliser. La figure 3.19(a) présente une comparaison entre ce modèle et un résultat d'essai pour un volume d'eau fixé. Cette courbe expérimentale montre une augmentation de la force capillaire avec une augmentation de  $D$ , due à la transition concave/convexe du ménisque. Une fois que le ménisque devient convexe, la force capillaire est bien représentée par le modèle proposé (équation 3.24).

Avec la même approche à volume constant, Scholtès montre l'évolution de la force capillaire adimensionnée ( $F_{cap}^* = \frac{F_{cap}}{2\pi R_2\gamma}$  avec  $R_2$  le rayon du grain de plus grande taille) avec la distance intergranulaire adimensionnée ( $D^* = \frac{D}{R_2}$ ) pour différentes pressions capillaires. A très faible distance, on retrouve une faible augmentation de la force capillaire avec la pression capillaire et,

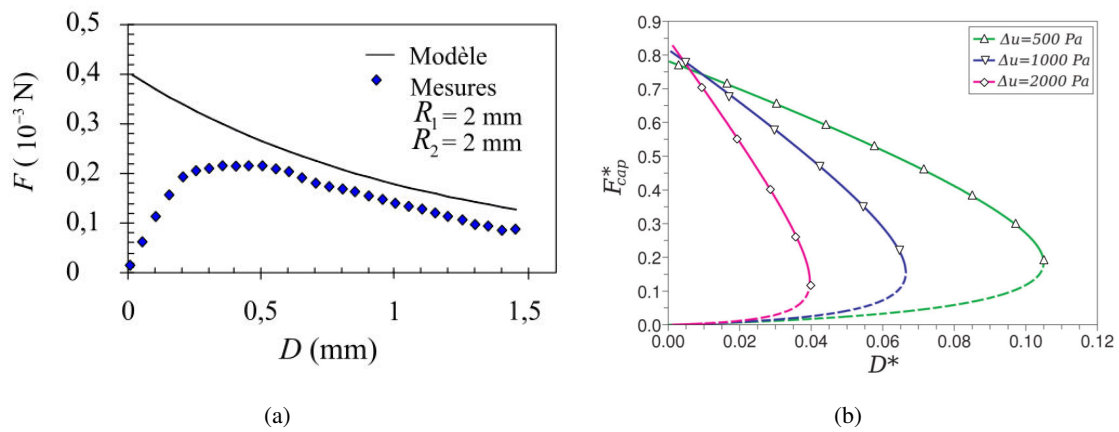


FIGURE 3.19 – (a) Forces capillaires déterminées expérimentalement et théoriquement pour un volume de pont capillaire de  $3 \text{ mm}^3$  d'après Soulié (2008) ; (b) force capillaire en fonction de la distance intergranulaire adimensionnée  $D^* = \frac{D}{R_2}$  pour plusieurs pressions capillaires et pour des sphères de même taille d'après Scholtès *et al.* (2007).

lorsque la distance devient plus grande, une augmentation de pression capillaire réduit la force capillaire. La rupture du pont capillaire défini par Scholtès apparaît aussi à plus courte distance  $D$  lorsque la pression capillaire croît. Pour des sphères de  $350 \mu\text{m}$ , d'après ce modèle, la distance intergranulaire maximale serait de  $35 \mu\text{m}$  à  $0.5 \text{ kPa}$  et  $15 \mu\text{m}$  à  $2 \text{ kPa}$  de pression capillaire (c.f. figure 3.19(b)) contre environ  $37 \mu\text{m}$  et  $21 \mu\text{m}$  avec l'approche toroïdale (c.f. figure 3.17(a)). L'approche toroïdale semble surestimer la distance de rupture pour une pression capillaire donnée comparée à une approche basée sur la loi de Laplace.

### 3.5 Passage de l'échelle du grain à l'échelle macroscopique

Les méthodes d'homogénéisation et des éléments discrets qui exploitent l'expression de la force capillaire appliquée à un grand nombre de grains, sont discutées ci-dessous dans le contexte de l'effondrement capillaire.

#### 3.5.1 Méthodes analytiques ou numériques par homogénéisation

Les méthodes d'homogénéisation utilisent généralement des modèles locaux relativement simples pour d'écrire le comportement complexe du matériau à une échelle plus grande.

Par exemple, à partir d'un arrangement périodique effondrable de 8 grains (voir Figure 3.20(a)), l'approche micromécanique 2D employée par Mata (2001) apporte une information sur le critère de résistance macroscopique. Quelle que soit l'approche, cinématique ou statique, une unique contrainte maximale est obtenue. Elle dépend de la géométrie de la cellule élémentaire, mais surtout elle dépend linéairement de la résistance à la traction  $F_{cap} + C \cos \phi$  avec  $F_{cap}$  l'effort capillaire,  $\phi$  l'angle de frottement et  $C$  la cohésion à l'échelle du contact à l'état saturé (homogène à une force ici) du critère de Mohr-Coulomb. De cette expression, la détérioration de la résistance

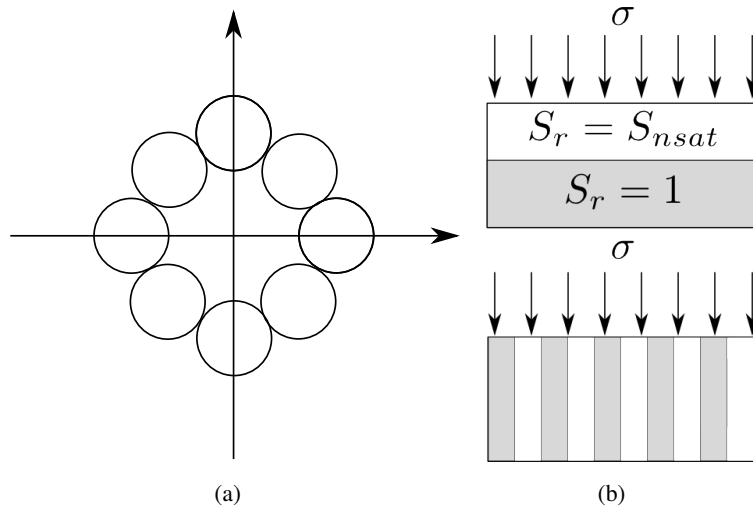


FIGURE 3.20 – (a) Cellule élémentaire effondrable considérée par Mata (2001); (b) Distribution de l'eau : propagation par front (haut), propagation par digitation (bas) d'après Mata (2001).

à la rupture par imbibition est donnée par le rapport  $\sigma_{sat}/\sigma_{nsat}$  (résistance à l'état saturé sur résistance à l'état non saturé) :

$$\frac{\sigma_{sat}}{\sigma_{nsat}} = \frac{1}{1 + \frac{F_{cap}}{C \cos \phi}} \quad (3.26)$$

Ce rapport, qui est indépendant de la géométrie, montre que plus la cohésion saturée est grande, plus la perte de résistance sera faible pour une même perte de force capillaire : l'effondrement sera alors plus faible.

En faisant l'hypothèse d'une répartition non homogène de l'eau dans le milieu granulaire, deux états de saturation peuvent être rencontrés pour chaque cellule : non saturé (état initial) ou saturé. Une nouvelle expression de la contrainte maximale basée sur cette hypothèse est alors proposée par Mata (2001) en fonction de la distribution de l'eau à l'échelle macroscopique (front ou digitation, voir figure 3.20(b)). Dans le cas d'une digitation, le critère devient :

$$\sigma = \sigma_{nsat} - S_r(\sigma_{nsat} - \sigma_{sat}) \quad (3.27)$$

avec  $S_r$  le degré de saturation macroscopique. Avec ce modèle simple, la résistance mécanique  $\sigma$  décroît linéairement avec le degré de saturation.

Des modèles plus riches sont capables de décrire, en plus des forces intergranulaires, le comportement élasto-plastique du contact et l'influence de la densité sur l'état critique, et donc de simuler plus finement la contraction de milieu granulaire sous imbibition (Hicher et Chang 2007, Scholtès *et al.* 2009). Ces méthodes permettent de plus de construire le tenseur des contraintes effectives à partir de celui des contraintes totales et des pressions capillaires. Ces approches permettent d'apporter de nouveaux éléments de compréhension sur la notion de contrainte effective dans les sols non saturés.



### 3.5.2 Méthode des éléments discrets

La méthode des éléments discrets (DEM : Discret Element Method en anglais) constitue une alternative numérique pour l'étude du phénomène d'effondrement dans les milieux granulaires. Cette méthode modélise l'échantillon par des éléments discrets : sphères parfaites ou autres géométries. Contrairement aux méthodes analytiques qui intègrent le comportement du volume élémentaire représentatif (VER) pour obtenir le comportement macroscopique, la DEM résout l'équilibre de chaque particule de l'échantillon. Notons que les résultats obtenus par la DEM peuvent être utilisés dans des méthodes d'homogénéisation constituant alors une modélisation à deux échelles (Wellmann *et al.* 2008), de même que la méthode des éléments finis couplée avec la DEM (Nitka *et al.* 2011).

Quelques études par DEM se sont intéressées au phénomène d'effondrement capillaire (Gili et Alonso 2002, Liu et Sun 2002, Liu *et al.* 2003, Scholtès 2009, Kim *et al.* 2012). A partir d'un échantillon numérique lâche, la force capillaire est réduite ce qui diminue la composante normale des forces intergranulaires. Cette diminution engendre une perte de résistance au cisaillement et donc des réarrangements de particules.

Par exemple, Gili et Alonso (2002) ont mené une étude de l'effondrement capillaire sur un échantillon modèle 2D avec la prise en compte de différents modes de transfert d'eau au cours du chargement. La figure 3.21(a) montre l'évolution de la porosité dans le temps lorsque l'échantillon numérique voit sa succion annulée. La courbe supérieure correspond au cas où la friction est non nulle et montre une première phase de gonflement avant l'effondrement. Ce phénomène a déjà été observé au laboratoire et est dû ici à la relaxation élastique des contacts Hertzien. Lorsque la friction entre grains est nulle, ce gonflement n'est pas observé et la contraction totale est plus importante (figure 3.21(a)). La figure 3.21(b) montre un autre phénomène qui est l'apparition de déformations irréversibles au cours de cycles imbibition-drainage. La première imbibition conduit au chemin AC avec une réduction de porosité (effondrement capillaire). Le premier drainage suivant (chemin CH) conduit aussi à une contraction de l'échantillon. Cette contraction est partiellement irréversible puisque les porosités aux points C et J sont différentes (cette accumulation de déformations irréversibles a été également observée par Alonso *et al.* (1995) sur une argile compactée), avec HJ la deuxième imbibition n'entraînant plus d'effondrement mais un gonflement élastique. L'apparition de déformations irréversibles avec l'augmentation de succion après effondrement capillaire a également été observée au cours de la présente thèse et sera discutée plus loin. Ce résultat n'est pas prévu par le modèle de Barcelone, car aucune déformation plastique ne devrait apparaître tant que les succions appliquées restent inférieures à la succion maximale appliquée dans le plan  $(p, s)$ , donc à l'intérieur de la surface SI. Plusieurs explications sont présentées telles que l'hystérésis de la courbe de rétention ou le réarrangement important de l'échantillon effaçant une partie de son histoire (Alonso *et al.* 1995, Kato et Kawai 2000).

La figure 3.22(a) (Gili et Alonso 2002) présente en traits pointillés les efforts capillaires qui permettent de maintenir la structure granulaire. Une fois cette capillarité perdue, les grains gagnent en mobilité et peuvent potentiellement changer de voisins au cours de réarrangements parfois brutaux, comme le montre numériquement Scholtès (2009) dans sa thèse. La figure 3.22(b) tirée de la thèse de Scholtès (2009) montre l'évolution brutale de la porosité lorsque le degré de saturation est proche de la saturation totale. Cette évolution brusque est due à un emballement dynamique qui nécessite d'ailleurs un grand nombre d'itérations de calcul. Scholtès (2009) montre par ailleurs

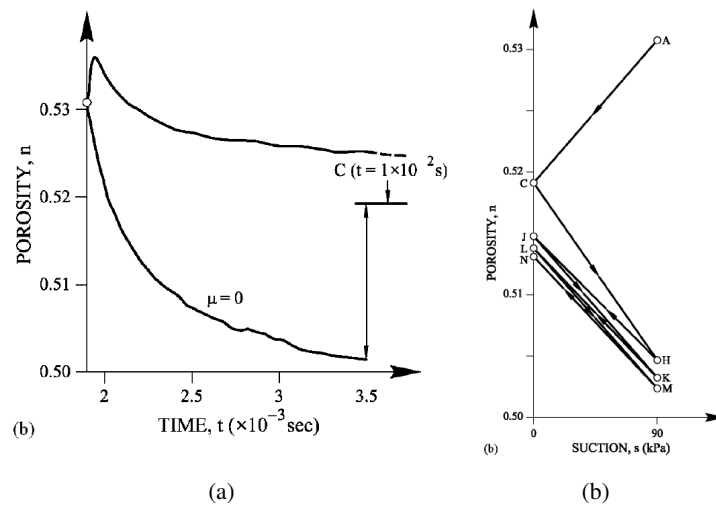


FIGURE 3.21 – Évolution de la porosité (Gili et Alonso 2002) (a) en fonction du temps au cours d'un effondrement avec ou sans friction ( $\mu = 0$ ); (b) au cours de cycles d'imbibition-drainage.

que la porosité et le nombre de coordination après effondrement sont proches de ceux de l'échantillon sec (environ 3.4 contacts par grain pour une porosité de 43%) appuyant donc l'équivalence des résultats obtenus au simple et au double œdomètre. Il convient de noter que Gili et Alonso (2002) observent par simulation une légère différence de ce même paramètre. Cependant, au cours de l'effondrement, le nombre de coordination diminue ce qui semble donc en contradiction avec la stabilisation du milieu sous imbibition. L'explication viendrait de l'absence de gravité dans les simulations, qui favoriserait la présence de grains flottants à l'état sec (Scholtès *et al.* 2009).

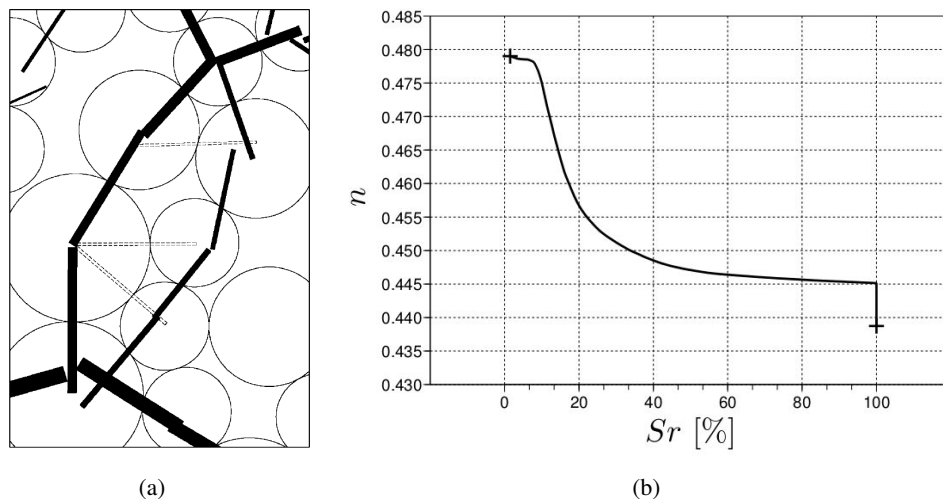


FIGURE 3.22 – (a) Effet stabilisant des ponts capillaires (compression en traits continus et traction en pointillés) d'après Gili et Alonso (2002); (b) évolution de la porosité au cours de l'imbibition (résultat numérique) d'après Scholtès *et al.* (2009).

Malheureusement, les méthodes fondées sur la DEM ne permettent pas encore de rendre compte la fusion des ménisques, qui apparaît en sortie du régime pendulaire. Autrement dit, chaque ménisque est en contact avec uniquement deux grains. Scholtès (2009) traite le problème en effaçant

la pression capillaire lorsque deux ménisques fusionnent lors des essais d'effondrement. Des solutions analytiques de cette fusion ont été proposées pour 3 disques en contact (Urso *et al.* 1999) et décollés (Urso *et al.* 2002). Grof *et al.* (2008) traitent ce problème par simulations numériques de la surface libre de l'eau dans un échantillon 2D.

### 3.6 Conclusions

Cette partie nous a permis de préciser l'influence de l'eau sur le comportement des sols non saturés. L'eau est à l'origine de phénomènes complexes à l'échelle des grains qui peuvent être appréhendés par différentes approches de modélisation, phénoménologiques ou discrètes, des milieux poreux. De nombreuses méthodes expérimentales ont été développées depuis les années 50 afin de quantifier ces couplages hydromécaniques (mesures de succion et d'épaisseur de film d'eau, cellule de chargement couplant mécanique et hydraulique etc). Dans le contexte de l'effondrement capillaire, on remarque que la grande majorité des études se limitent à mesurer le potentiel d'effondrement, défini comme le changement de volume d'une éprouvette d'un état initial non saturé à un état final saturé. Les états intermédiaires de saturation sont plus rarement recherchés et analysés, empêchant alors d'accéder à la cinématique d'effondrement certainement riche en enseignements (évolution des déformations au cours de la saturation et en fonction du temps, contrôlabilité de l'effondrement, pression d'eau critique initiant l'effondrement, etc). Le chapitre suivant qui est consacré à la mesure de l'effondrement capillaire du sable d'Hostun, tente de préciser certains de ces points à partir de moyens expérimentaux existants ou développés dans cette thèse.

# Observation macroscopique de l'effondrement

Ce chapitre présente dans une première partie les principaux résultats de la littérature sur l'effondrement des sables propres (sans particules fines).

Une stratégie est alors adoptée pour l'étude du sable retenu (sable d'Hostun HN 31) dans le contexte de l'effondrement capillaire. Une étape préliminaire s'intéresse à la propriété de foisonnement du sable qui est caractérisée à partir de différents protocoles expérimentaux. L'étude du foisonnement permet de déterminer une teneur en eau "optimale", c'est-à-dire permettant d'atteindre de très faibles densités.

L'effondrement du sable est ensuite mesuré à l'œdomètre d'un point de vue macroscopique et l'évolution du potentiel d'effondrement est présentée en fonction de la charge verticale appliquée.

## Sommaire

---

<b>4.1 Effondrement des sables</b> . . . . .	<b>68</b>
4.1.1 Constat et stratégie . . . . .	68
4.1.2 Sable d'Hostun . . . . .	70
<b>4.2 Essai préliminaire de foisonnement</b> . . . . .	<b>71</b>
4.2.1 Démarche adoptée . . . . .	71
4.2.2 Résultats . . . . .	76
<b>4.3 Effondrement par imbibition</b> . . . . .	<b>81</b>
4.3.1 Préparation d'échantillons . . . . .	81
4.3.2 Essais d'effondrement avec et sans contrôle du volume d'eau . . . . .	85
4.3.3 Résultats : états d'équilibre . . . . .	87
4.3.4 Résultats : états non stationnaires . . . . .	90
<b>4.4 Conclusion</b> . . . . .	<b>96</b>

---

## 4.1 Effondrement des sables

### 4.1.1 Constat et stratégie

Tom Schanz est le principal auteur qui a mené des études expérimentales sur l'effondrement à l'œdomètre de plusieurs sables non-saturés. Schanz *et al.* (2002) ont caractérisé le potentiel d'effondrement d'un sable d'Allemagne (sable de Weferlingen) en utilisant une cellule œdométrique "modifiée" permettant de contrôler la pression d'air (technique de translation d'axes) et de modifier la pression d'eau (technique de la plaque tensiométrique). Une pierre poreuse est utilisée au niveau de la connexion d'air, ainsi qu'un disque céramique de 100 kPa d'entrée d'air pour la connexion d'eau. Une pression capillaire d'environ 20 kPa permet d'atteindre une dessiccation presque totale du sable. Dans cette étude, Schanz *et al.* (2002) réalisent un essai au double œdomètre et un au simple œdomètre, avec un indice des vides initial (juste après la préparation et avant le chargement mécanique) de 0,84. Ils observent que l'effondrement croît avec la charge verticale et vaut 0,4 % à 200 kPa, ce qui est considéré comme un effondrement léger d'après la norme ASTM (1996). En parallèle, sur une colonne de sable, la perméabilité apparente du sable pour une succion de 10 kPa est estimée 1000 fois plus petite que la perméabilité à l'état saturé ( $k_{sat} = 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$ ).

Dans une autre étude, Lins et Schanz (2005) ont tenté de caractériser le potentiel d'effondrement du sable d'Hostun. Pour ce faire, ils ont mené plusieurs types d'essais, ci-dessous résumés :

- essais à succion constante : 1,5, 3, 20 et 50 kPa (figure 4.1(a)),
- essais à teneur en eau constante,
- essais au simple œdomètre avec différentes méthodes de préparation des échantillons :
  - méthode 1 : échantillon sec préparé par pluviation à l'air, puis saturé et application d'une pression capillaire de 5 kPa au cours du chargement mécanique,
  - méthode 2 : échantillon à  $\omega = 5\%$  préparé par damage humide ( $s(5\%) < 5 \text{ kPa}$ ) et application d'une pression capillaire de 5 kPa au cours du chargement, (figure 4.1(b)),
  - méthode 3 : échantillon à  $\omega = 3\%$  préparé par damage humide ( $s(3\%) \approx 5 \text{ kPa}$ ) et chargement mécanique en condition non drainée.

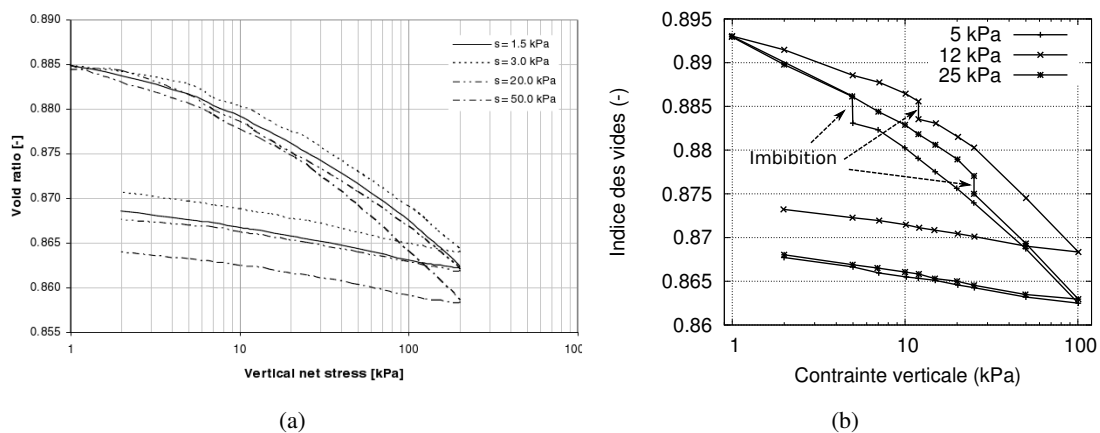


FIGURE 4.1 – Sable d'Hostun : (a) chargement à succion constante ; (b) effondrement sur les échantillons reconstitués par la deuxième méthode, d'après Lins et Schanz (2005)

Les principales observations de cette étude sont :

- l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) diminue lorsque la succion varie de 0 à 10 kPa, puis augmente après 10 kPa (voir figure 4.1(a)),
  - l'indice de gonflement ( $C_s$ ) ne varie pas significativement quel que soit l'essai,
  - la méthode de préparation 1 (pluviation à l'air) engendre les plus petits effondrements,
  - quelle que soit la méthode, le sable d'Hostun n'a pas un effondrement prononcé ( $CP < 0,2 \%$ ).
- Le coefficient de compressibilité ré-augmente (équivalent à une "perte de rigidité") au delà de 10 kPa de succion, sans doute à cause d'une diminution des forces capillaires et/ou du nombre de ménisques dans l'échantillon. Mais l'ensemble de ces résultats montre les difficultés inhérentes à ce type d'étude : précision et répétabilité des mesures pour un phénomène difficilement quantifiable sur des sables "propres", sans particules fines. Pour ces essais, les indices des vides initiaux sont sans doute trop faibles (0,84 et 0,89) pour espérer observer un effondrement important. Avec une porosité maximale de 0,47 et une masse volumique sèche apparente de  $1400 \text{ kg.m}^{-3}$ , ces échantillons seraient cependant considérés comme effondrables au regard de la densité critique de  $1600 \text{ kg.mm}^{-3}$  présentée au chapitre 2. Les travaux de N. Benahmed (Benahmed (2001) et Benahmed *et al.* (2002)) ont montré un effondrement plus prononcé du sable d'Hostun au triaxial, mais pour des indices des vides supérieurs. Le maximum d'effondrement atteint 0,6 % pour un indice des vides initial d'environ 1 à 100 kPa de confinement. La saturation était réalisée à volume d'eau contrôlé (3 fois le volume de l'échantillon injectés pendant 15 minutes). Le phénomène de stick and slip était visible pendant la saturation, comme le montre la figure 4.2(a). Sur un autre sable siliceux, Alonso et Romero (2003) ont mené plusieurs essais d'effondrement à pression capillaire contrôlée et ont observé un maximum d'effondrement de 0,6 % sous une contrainte verticale de 60kPa.

La variation de volume lors des essais au triaxial pendant la phase préliminaire de saturation sous chargement isotrope est un phénomène souvent rencontré sur des échantillons de sable lâches. Plusieurs auteurs proposent des méthodes permettant d'estimer plus ou moins précisément ces variations de volume, problème récurrent lorsque l'échantillon n'est pas encore saturé (Castro 1969, Sladen et Handford 1987, Garga et Zhang 1997). Par exemple, Castro (1969) propose de mesurer uniquement le déplacement vertical pour estimer la variation de volume à partir de l'hypothèse d'une déformation isotrope de l'échantillon. En mesurant le déplacement vertical par un capteur LVDT et radial par capteur à effet Hall, Garga et Zhang (1997) mesuraient jusqu'à 0,9 % d'effondrement sur le sable d'Unimin pour une pression de confinement de 25 kPa (préparation par damage humide). Plusieurs méthodes ont donc été proposées pour prendre en compte ces variations de volume lors d'un essai au triaxial, mais peu d'études ont essayé de comprendre ce phénomène d'effondrement capillaire visible dans les matériaux granulaires préparés humides. On remarque ici une difficulté majeure lors d'un essai au triaxial sur des échantillons non-saturés : la mesure précise des variations de volume.

On remarque toutefois que des observations au microscope électronique à balayage (MEB) réalisées par Benahmed *et al.* (2004) ont montré l'influence de la méthode de préparation sur l'arrangement des grains. Les échantillons préparés par damage humide possèdent une structure en agrégats et macropores de taille équivalente aux agrégats (voir figure 4.2(b)) qui favorise l'effondrement capillaire. Pour les échantillons reconstitués par voie sèche, la structure devient beaucoup plus régulière, formée d'un empilement régulier de grains, sans macroporosité.

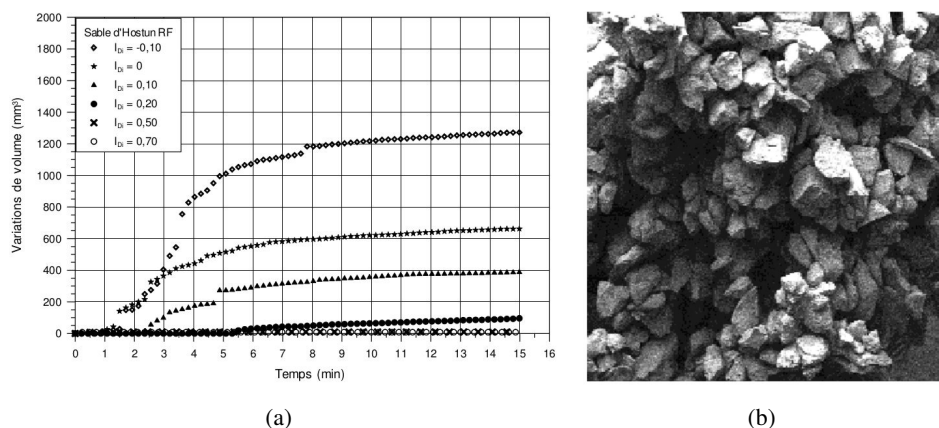


FIGURE 4.2 – Sable d'Hostun : (a) variation de volume du sable d'Hostun par saturation sous 100 kPa de confinement pour différents indices de densité, d'après Benahmed (2001) ; (b) structure en agrégats et macropores après damage humide, d'après Benahmed *et al.* (2004).

D'après ce qui a été vu au chapitre 2, seule une microstructure suffisamment lâche permet un effondrement capillaire important. La méthode de reconstitution des échantillons par damage humide semble donc être à privilégier pour pouvoir observer un effondrement par imbibition. Cette méthode de reconstitution fait partie des méthodes les plus utilisées en mécanique des sols avec les méthodes de pluviométrie par voie sèche et humide. Contrairement au damage humide, la pluviométrie assure une bonne homogénéité et répétabilité des échantillons pour une vaste gamme de densité. Le damage humide offre la possibilité d'atteindre des densités plus faibles au détriment de l'homogénéité (Ng *et al.* 2006, Thomson et Wong 2008). La compaction du matériau par couche favorise cette perte d'homogénéité, même en adoptant la méthode de sous-compaction développée par Ladd (1978).

#### 4.1.2 Sable d'Hostun

Le sable d'Hostun a été choisi comme matériau d'étude puisqu'il est bien caractérisé et étudié à travers de nombreuses études en France comme à l'étranger. De plus, son potentiel d'effondrement fut spécifiquement exploré comme nous venons de le voir dans les études de Lins *et al.* (2007) et Benahmed (2001) pour des indices des vides compris entre 0,89 et 1. Ce sable provient des carrières Sibelco situées à l'Est d'Hostun (Drôme), à quelques kilomètres à l'Ouest du parc du Vercors (voir Figure 4.3(a)).

Principalement siliceux ( $\text{SiO}_2 > 98 \%$ ), le sable d'Hostun est très anguleux (voir figure 4.3(b)), résultat d'une altération en place de la roche. Légèrement cimenté par de la kaolinite, il est lavé et tamisé en usine puis vendu en différentes classes granulométriques. Celle utilisée dans les études précédemment citées est le sable d'Hostun HN31 (anciennement RF puis S28 d'après Combe 1998).

Plusieurs courbes granulométriques du sable d'Hostun sont présentées sur la Figure 4.4. On y retrouve :

- la courbe "tamisage" qui est la moyenne de 3 tamisages effectués sur le sable HN31 au laboratoire

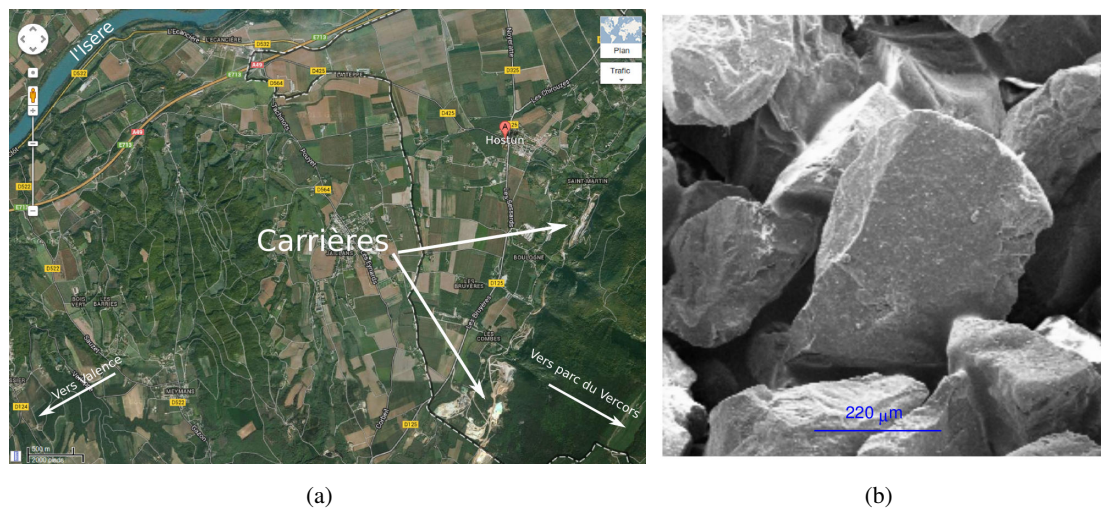


FIGURE 4.3 – Sable d’Hostun : (a) carrières vues du ciel ; (b) vu au MEB, d’après Benahmed (2001)

- la courbe fournie par la société Sibelco du même sable HN31
- la courbe moyenne de Flavigny *et al.* (1990) sur le sable RF
- et la courbe moyenne obtenue par granulométrie laser sur 3 échantillons différents de sable HN31

Des différences sont visibles entre ces différentes courbes, notamment les courbes de Sibelco et de Flavigny *et al.* (1990). Le sable HN31 semble moins étalé [0,2 mm : 0,5 mm] que le sable RF [0,1 mm : 0,7 mm] et possède un diamètre médian un peu plus faible (0,34 contre 0,36 mm). Les mesures effectuées au laboratoire confirment la dimension maximale des grains fournies par le fabricant (0,5 mm), mais une forte proportion de petits grains est mesurée (20 % en masse inférieurs à 0,2 mm). La granulométrie laser donne un diamètre médian de 0,33 mm, comparable aux résultats obtenus par tamisage. L’étalement de la distribution granulométrique obtenue par granulométrie laser est cependant plus important, résultat expliqué par l’angularité des grains (Ezaoui 2008). La masse volumique des grains est généralement prise égale à  $2,65 \text{ g.cm}^{-3}$ . Cette valeur a été vérifiée au pycnomètre par Le Thi Phuong (2011) avec une incertitude de  $\pm 0,005 \text{ g.cm}^{-3}$  (incertitude influencée principalement par l’incertitude sur la masse volumique de l’eau prise égale à  $0,998 \pm 0,001 \text{ g.cm}^{-3}$ ).

Dans la suite, les propriétés de foisonnement et d’effondrement du sable d’Hostun HN31 sont étudiées.

## 4.2 Essai préliminaire de foisonnement

### 4.2.1 Démarche adoptée

Malgré le problème de stratification, la mise en œuvre du sable à l’état humide semble être la seule solution pour reconstituer des échantillons de sable lâches et donc effondrables. La première idée était de quantifier l’influence de l’eau sur la reconstitution des échantillons dans le but d’atteindre une densité permettant d’observer un effondrement significatif, c’est-à-dire supérieur au pourcent.



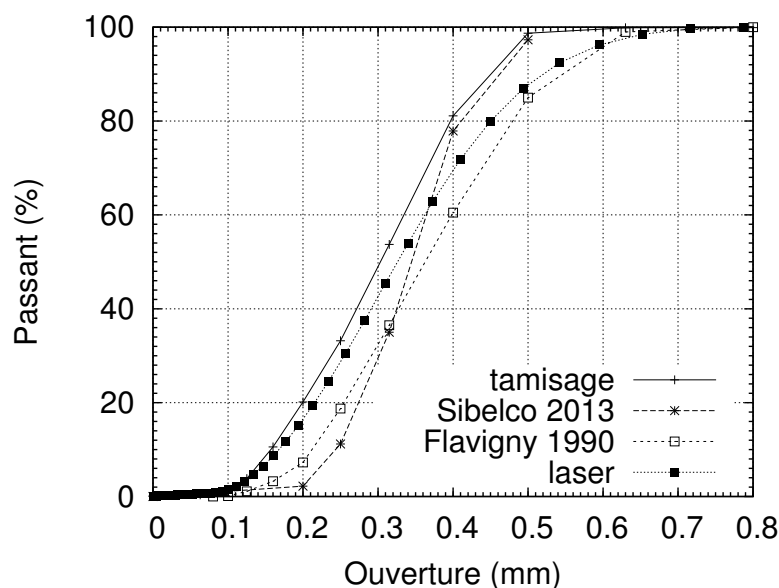


FIGURE 4.4 – Courbes granulométriques du sable d'Hostun

Nous nous sommes donc dirigés vers la réalisation d'un essai de foisonnement. Par foisonnement, on entend la propriété des échantillons à augmenter de volume après remaniement par rapport à un état de référence, ici l'état sec. Il n'existe pas à notre connaissance de référence normative sur la manière de conduire un essai de foisonnement adapté aux sols. Au contraire, cette notion est souvent utilisée en science des mousses, comme dans les extincteurs où le taux de foisonnement est défini comme le rapport du volume de mousse produit sur le volume de solution moussante utilisée (AFNOR 1997a). Le foisonnement joue un rôle très important sur les caractéristiques des mousses d'extincteurs : une mousse à faible foisonnement aura une meilleure portée (plus dense), une plus grande stabilité (bulles d'air ou de CO<sub>2</sub> plus petites) et une meilleure capacité à refroidir car plus d'eau est disponible. Pour un sol, le taux de foisonnement peut être exprimé comme le rapport de la masse volumique apparente  $\rho_d(\omega)$  du sable humide sur celle du sable sec en utilisant la même méthode de préparation :

$$f = \frac{\rho_d(\omega)}{\rho_d(d)} \quad (4.1)$$

Plus le foisonnement est grand, plus le volume des vides dans l'échantillon est important et plus son effondrement devrait être grand. Ce taux de foisonnement caractérise la capacité des efforts capillaires, pour une teneur en eau donnée, à stabiliser une structure granulaire dans un état moins dense que l'état sec. Ces forces capillaires "collent" les grains entre eux pour former des agrégats qui se "collent" eux aussi entre eux. La taille de ces agrégats va dépendre principalement de la quantité d'eau et de la méthode de préparation. Une telle structure contient à priori deux classe de pores : des pores intra-agrégats et inter-agrégats.

Quelques études sur le phénomène de foisonnement ont été proposées, presque exclusivement par l'université de New South Wales à Sydney (Feng et Yu 1998, Zou *et al.* 2001, 2003, Yu *et al.* 2003, Xu *et al.* 2004, 2007). Elles montrent l'effet d'une petite quantité d'eau sur la porosité d'un milieu granulaire. Dans ces études, le milieu non saturé est versé à travers un entonnoir pour remplir une cellule (par exemple Feng et Yu (1998) utilisent une cellule de 85 mm de diamètre et 95 mm de

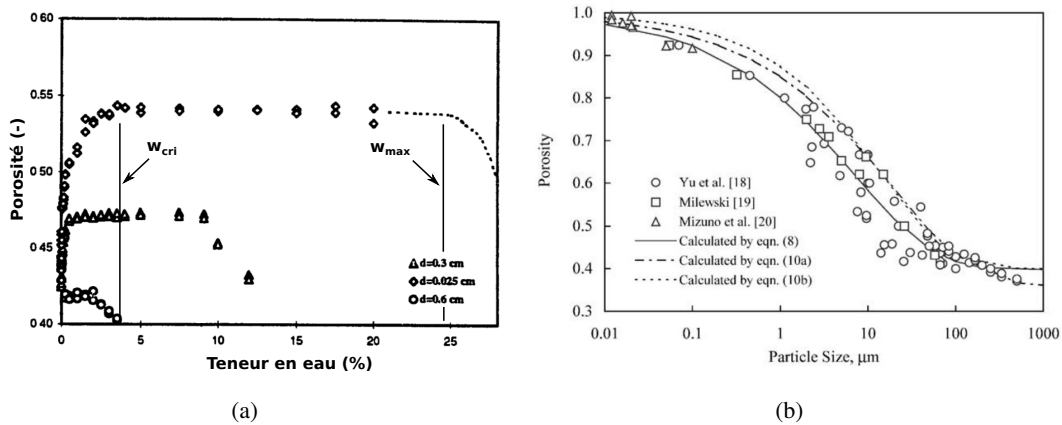


FIGURE 4.5 – Augmentation de porosité pendant un essai de foisonnement : (a) avec l’augmentation de teneur en eau d’après Feng et Yu (1998) ; (b) avec la diminution de taille de grain (Yu *et al.* 2003)

hauteur avec des billes de verre de diamètre compris entre 0,25 mm et 6 mm mais ne renseignent pas le diamètre de sortie de l’entonnoir). La figure 4.5(a) présente l’évolution généralement observée de la porosité en fonction de la teneur en eau. Trois régimes sont définis :

- mouillage ("wetting") : lorsque la porosité augmente rapidement à faibles teneurs en eau jusqu’à atteindre un maximum pour une certaine teneur en eau critique ( $w_{cri}$  dans la figure 4.5(a))
- remplissage ("filling") : lorsque la porosité est indépendante de la teneur en eau jusqu’à une teneur en eau maximale ( $w_{max}$  dans la figure 4.5(a))
- sédimentaire ("slurry/sediment") : lorsque la porosité diminue après  $w_{max}$

Le premier régime est expliqué par l’apparition des forces capillaires permettant de stabiliser un assemblage de plus en plus lâche. Dans le deuxième régime cet assemblage reste très poreux même en augmentant la quantité d’eau. L’eau occupe un plus grand volume à même densité, induisant donc une diminution de la pression capillaire. Pourtant, les grains sont encore maintenus par l’eau et les forces capillaires restent prédominantes par rapport à la force de gravité. Pour les plus grandes teneurs en eau, cet effet semble s’inverser et la porosité diminue. Pour des milieux polydisperses, Zou *et al.* (2003) montrent que l’amplitude de teneur en eau qui correspond au régime à porosité constante (filling regime) est plus faible voire inexistante ( $w_{cri} \simeq w_{max}$ ). L’influence de la distribution granulométrique sur la porosité du mélange est aussi observée en présence d’eau par Zou *et al.* (2001) pour des milieux granulaires bidisperses, et par Zou *et al.* (2003) dans le cas polydisperse.

Notons aussi que, même lorsque le milieu est monodisperse et sec, une augmentation de volume peut être observée lorsque le diamètre des particules diminue (voir figure 4.5(b)). Ce phénomène vient du fait que les forces de van der Waals et les forces électrostatiques ne sont plus négligeables face aux forces de pesanteur lorsque la taille des particules est inférieure à  $100 \mu\text{m}$  d’après Yang *et al.* (2007). Ces forces agissent comme la force capillaire en agglomérant les particules de sol. Des simulations dynamiques par DEM ont confirmé l’importance des forces de van der Waals sur la porosité ou le nombre de coordination, entre autres (Yang *et al.* 2000). Finalement, comme ce diamètre limite obtenu pour des billes de verre est assez proche du diamètre médian du sable d’Hostun, ces forces pourraient influencer sa mise en œuvre.

#### 4.2.1.1 Méthodes de remplissage

A l'origine, la méthode du damage humide utilise une cuillère pour placer le sable humide dans la cellule, après quoi une densification est souvent réalisée. Nous souhaitons dans cette étude remplacer cette étape de remplissage à la cuillère par une méthode de pluviation humide, sans doute plus répétable (mêmes conditions, observateur, matériel...) et reproductible (par différents laboratoires). Aucune densification n'est opérée dans l'étude du foisonnement puisque l'état le plus lâche est recherché.

Dans le stage de master (Bruchon 2010) qui a précédé et préparé cette thèse, un entonnoir d'un diamètre de sortie de 25 mm est utilisé pour remplir quatre tubes PVC de différents diamètres et de même hauteur (diamètres : 42, 73, 96, 119 mm ; hauteur : 326 mm). Lors du remplissage, le débit de sable et la position de l'entonnoir sont gardés constants. Cette étude souhaitait montrer l'effet de la teneur en eau et du diamètre du tube sur le foisonnement. En effet, on peut imaginer qu'un sable foisonne lorsque l'effet de voûte participe au maintien des agrégats au cœur de l'éprouvette et ceux au contact des parois de l'éprouvette. Les dimensions de la cellule peuvent donc influencer les mesures macroscopiques comme le foisonnement dans cette étude, ou comme l'angle de repos dans l'étude de Tegzes *et al.* (1999). Ainsi, il était attendu une augmentation du foisonnement avec la diminution du diamètre des tubes. Deux essais pour chaque récipient et pour chaque teneur en eau étaient réalisés. La détermination de la teneur en eau était prise égale à la moyenne des teneurs en eau faites avant et après essai.

De plus, trois méthodes adaptées aux cellules œdométriques ont été développées au cours de cette thèse et utilisent, à la place d'un entonnoir, un ou plusieurs tamis de différentes tailles pour répartir et remplir le sable dans la cellule. En effet, l'entonnoir, de diamètre inférieur aux cellules œdométriques utilisées, devrait être déplacé horizontalement, si l'on souhaite remplir progressivement et de façon homogène la cellule dans sa hauteur. Au contraire, le tamis permet d'améliorer la répartition du sable tout en garantissant une taille d'agrégat maximale en sortie. Ce travail a été en partie réalisé dans le cadre du stage de master de Le Thi Phuong (2011) : l'objectif était de savoir si le foisonnement variait avec la méthode de préparation, sachant que cette éventuelle dépendance n'était pas discutée dans les études précédemment citées.

Les 3 méthodes de préparation adaptées aux cellules œdométriques utilisent un ou plusieurs tamis et sont ici décrites :

- méthode 1 (f1, voir figure 4.6(a)) : le sable humide est mis sur un tamis de 2,5 mm d'ouverture et tombe dans une cellule transparente en PMMA (80 mm de diamètre et 45 mm de hauteur) lorsque l'on tape sur les parois du tamis (méthode utilisée par Assallay *et al.* (1997) pour simuler la déposition éolienne d'un loess). La hauteur de chute est d'environ 10 cm par rapport au haut de la cellule.
- méthode 2 (f2, voir figure 4.6(b)) : un grillage de 4 mm d'ouverture est fixé sur une table à chocs. Celle-ci impose une chute libre du tamis de 20 mm de hauteur à raison de 90 chocs par seconde. A chaque choc, une partie du sable humide est transférée dans une cellule en PMMA (70 mm de diamètre et de 30 mm de hauteur) avec une hauteur de chute de 10 cm par rapport au haut de la cellule.
- méthode 3 (f3, voir figure 4.6(c)) : deux grillages de 3,5 et 2,24 mm d'ouverture sont placés entre le réservoir de sable humide et la cellule. La même table à secousse que pour la méthode 2 est utilisée avec la même hauteur de chute.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 4.6 – Méthodes de remplissage des cellules dans l'étude du foisonnement : (a) méthode 1 (f1) ; (b) méthode 2 (f2) ; (c) méthode 3 (f3)

La table à secousse utilise une came de levage et est utilisée à l'origine pour les mesures de l'étalement des mortiers (normes NF P18-585, NF EN 1015-3).

Pour chaque méthode, le surplus de sable humide est arasé en utilisant une règle rigide et fine pour assurer une bonne planéité de la surface arasée et pour influencer au minimum (densification, cisaillement) le sol présent dans la cellule. Les perturbations induites sur l'échantillon par cette procédure d'arasage seront présentées plus loin grâce aux méthodes de corrélation d'images appliquées à des images de tomographie aux rayons X.

#### 4.2.1.2 Incertitudes de mesure

Les domaines de confiance sont déterminés pour chaque mesure, sauf pour celles obtenues sur les tubes de grandes dimensions (mesures réalisées dans le cadre du master Bruchon (2010)). Les incertitudes sont estimées suivant le guide JCGM 100:2008 (BIPM et OIML 2008) en utilisant les incertitudes issues des pesées et des mesures de longueurs des cellules. La loi normale est choisie

pour modéliser les deux types de mesures. L'écart type de chaque loi normale est déterminé comme suit :

- écart type de la mesure de masse ( $u(m)$ ) : balance à 0,03 g (fourni par le constructeur de la balance)
- écart type de la mesure de longueur (diamètre et hauteur des cellules) : pied à coulisse au 1/100 de millimètre. Cependant, en raison des défauts de planéité et de cylindricité, nous estimons que l'intervalle de mesure est de 0,5 mm pour un niveau de confiance proche de 100% (99,73% pour la loi normale à  $\pm 3\sigma$ ). Ainsi l'écart type retenu vaut  $0,5/6 \simeq 0,08$  mm.

A partir de ces paramètres, l'incertitude sur les paramètres d'état (indice des vides, teneur en eau, ou autre) peut être calculée. Comme les incertitudes d'entrées (masse et longueur) sont indépendantes, il est possible d'utiliser l'équation suivante (BIPM et OIML 2008) :

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) \quad (4.2)$$

où  $u_c$  est l'incertitude-type composée du paramètre d'état ( $y$ ) que l'on souhaite calculer,  $f$  est la fonction qui relie le paramètre d'état aux mesures effectuées  $x_i$  et  $u(x_i)$  est l'incertitude (l'écart type) des mesures. Le coefficient  $\partial f / \partial x_i$  évalue la sensibilité du paramètre d'état à une des mesures  $x_i$ . Par exemple, pour déterminer une teneur en eau par pesage, généralement 3 pesées sont réalisées :  $m_1$  la masse du récipient vide,  $m_2$  la masse du récipient rempli de sable sec et  $m_3$  la masse du récipient rempli de sable humide. Une teneur en eau, calculée par  $w = (m_3 - m_2) / (m_2 - m_1)$ , possède une incertitude :

$$u_c(w) = \sqrt{\frac{2(m_1^2 - m_1(m_2 + m_3) + m_2^2 - m_2m_3 + m_3^2)}{(m_1 - m_2)^4}} u(m) \quad (4.3)$$

Il est alors possible d'obtenir un intervalle de confiance, ou incertitude élargie  $\pm k u_c$ , associé à un niveau de confiance. Lorsque les lois sont normales, le facteur d'élargissement  $k$  est égal à environ 2 pour atteindre un niveau de confiance de 95 % ou encore 3 pour atteindre un niveau de confiance de 99,73 %. Ce dernier niveau de confiance sera privilégié dans la suite.

## 4.2.2 Résultats

### 4.2.2.1 Foisonnement proprement dit

Les figures 4.7 reprennent les résultats obtenus sur les tubes de grandes dimensions (Bruchon 2010). Quel que soit le diamètre du cylindre, une nette augmentation de l'indice des vides survient à faible teneur en eau. L'indice des vides maximal de 2 (porosité équivalente à 0,66) est obtenu pour une teneur en eau d'environ 7%. Puis, passé ce pic de foisonnement, l'indice des vides décroît lentement avec la teneur en eau. Ainsi en reprenant les notations de Feng et Yu (1998), seuls les régimes de mouillage (entre 0 et  $w_{cri} = 7\%$ ) et sédimentaire ( $w > w_{max}$ ) sont présents. Le régime intermédiaire de remplissage, pour lequel l'indice des vides est constant, n'est pas visible et  $w_{cri} = w_{max}$ . Ce comportement est expliqué par la polydispersité du milieu granulaire (Zou *et al.* 2003). En terme de taux de foisonnement, les plus grandes valeurs atteignent 1,6 pour le

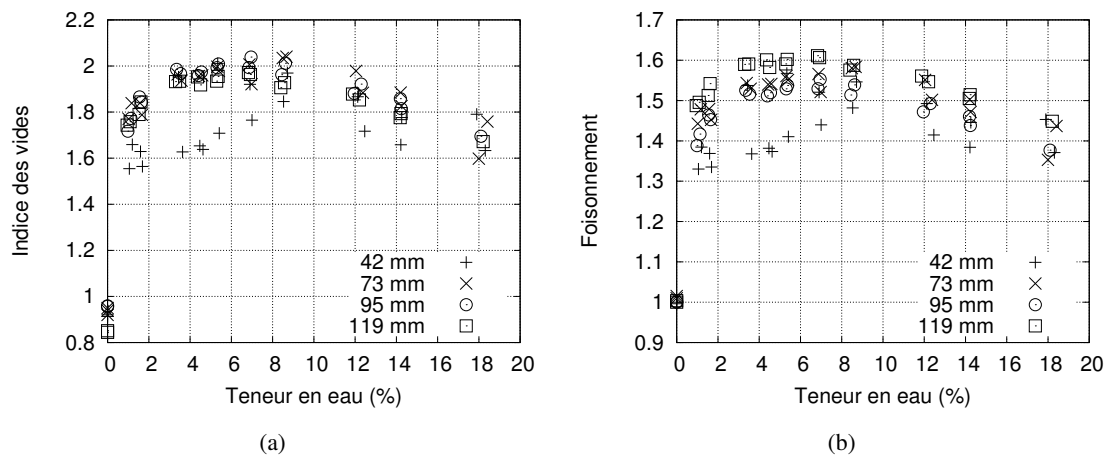


FIGURE 4.7 – Foisonnement du sable d’Hostun dans des tubes de grandes dimensions : (a) indice des vides et (b) taux de foisonnement en fonction de la teneur en eau

plus grand diamètre. L’écart de taux de foisonnement entre les tubes pour une même teneur en eau est expliqué par l’écart de densité initialement mesuré à l’état sec. La densité à l’état sec semble décroître avec le diamètre jusqu’au diamètre 95 mm. Le plus grand diamètre donne au contraire la plus forte densité (c.f. figure 4.7(a) à  $w=0\%$ ). Ces tendances contradictoires pourraient provenir d’imprécisions des mesures (sensibilité aux vibrations des échantillons secs, rigidité des montages expérimentaux,...). Ainsi, le taux de foisonnement est donc un indice à utiliser avec précautions, surtout lorsque l’état sec est incertain, c’est-à-dire lorsque la répétabilité n’est pas vérifiée. Nous privilégions donc, pour la suite, l’indice des vides ou la porosité pour exprimer les résultats, car ces quantités n’utilisent pas d’état de référence.

De plus, une plus forte dispersion des résultats est observée sur le plus petit diamètre. Cette variabilité est sans doute due au phénomène de glissement des grains sur le tube favorisé en proportion pour le plus petit diamètre. En effet la paroi lisse des tubes favoriserait le glissement des grains comparé à une interface rugueuse ou au contact grain sur grain. Ce résultat va à l’encontre des nos prédictions, puisque l’indice des vides n’augmente pas avec la diminution du diamètre. Mis à part le plus petit diamètre dont les résultats pourraient être affectés par ce phénomène de glissement aléatoire, l’indice des vides semble dépendre uniquement de la teneur en eau et non du diamètre des tubes.

L’évolution de l’indice des vides en fonction de la teneur en eau pour les trois autres méthodes de remplissage est sensiblement la même (voir figure 4.8 avec  $f_i$  la méthode de préparation  $i$ ) : une rapide augmentation jusqu’à environ 7% - 8% puis une décroissance (visible pour la méthode 2 où des plus grandes teneurs en eau sont atteintes). La première méthode (manuelle avec choc horizontal) permet d’atteindre les plus grands indices des vides (environ 2,6 correspondant à 72% de porosité), valeurs supérieures à celles obtenues en utilisant un entonnoir. Pour toutes les méthodes de préparation, le nombre de chocs nécessaire au remplissage des cellules augmente avec la teneur en eau et devient très grand pour des teneurs en eau supérieures à 7% - 8% : plus de 200 chocs dans le cas de la troisième méthode. La plus forte dispersion des résultats concerne la première méthode, qui est aussi celle qui engendre les échantillons les plus lâches. Au contraire, les densités les plus grandes sont obtenues avec la méthode 3, la plus répétable. Il est intéressant de remarquer

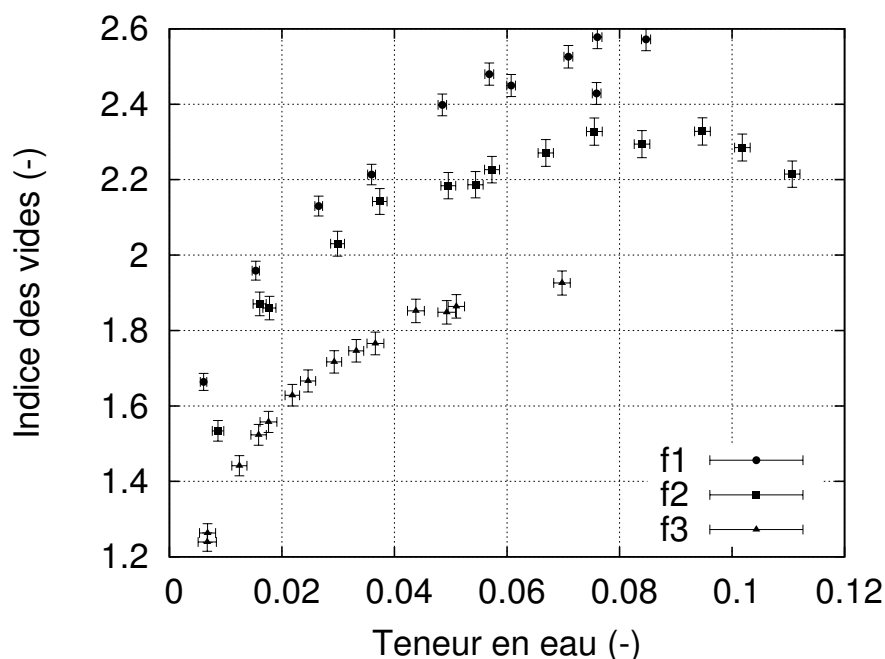


FIGURE 4.8 – Évolution de l'indice des vides avec la teneur en eau : méthodes 1, 2 et 3 de remplissage respectivement f1, f2 et f3 dans la figure. Les plages d'incertitudes sont données pour un niveau de confiance proche de 100% ( $\pm 3\sigma$ )

qu'un même indice des vides peut être accessible via différentes méthodes de préparation mais pour des teneurs en eau différentes. Par exemple, un indice des vides de 1,8 est obtenu soit en utilisant la première méthode et une teneur en eau de 1%, soit à partir de la deuxième méthode avec 1.5% de teneur en eau, ou encore avec 4% de teneur en eau grâce à la troisième méthode. Entre les méthodes 2 et 3, la taille et le nombre de tamis changent. On constate que plus l'ouverture est grande, plus le volume des vides est important. Dans ce cas, la taille des agrégats augmente certainement, faisant apparaître des macropores de plus grandes tailles. La méthode 3 permet de briser les agrégats en sortie du premier tamis grâce au second tamis de plus petite ouverture.

#### 4.2.2.2 Microstructure

Afin de préciser la taille des agrégats et le type de microstructure obtenue par pluviation humide, nous présentons ci-dessous quelques résultats préliminaires issus d'images tomographiques. La figure 4.9 présente une coupe horizontale d'une éprouvette préparée à environ 7 % de teneur en eau avec la troisième méthode de mise en œuvre f3. Le diamètre intérieur de l'éprouvette est de 12,3 mm et la taille de voxel de l'image tomographique est de 8  $\mu\text{m}$ . La microstructure est bien composée d'agrégats qui semblent être de petite taille, constitués de quelques grains : de 2-3 grains à une dizaine de grains au grand maximum. De plus, les agrégats sont composés de grains qui semblent s'orienter les uns par rapport aux autres : les grains allongés semblent parallèles (voir figure 4.10). La surface de contact entre grains et la surface "mouillée" sont donc plus importantes que dans le modèle de grains sphériques présenté dans le chapitre précédent. L'augmentation de cette surface "mouillée" a pour effet d'augmenter l'effort intergranulaire d'origine capillaire et donc de

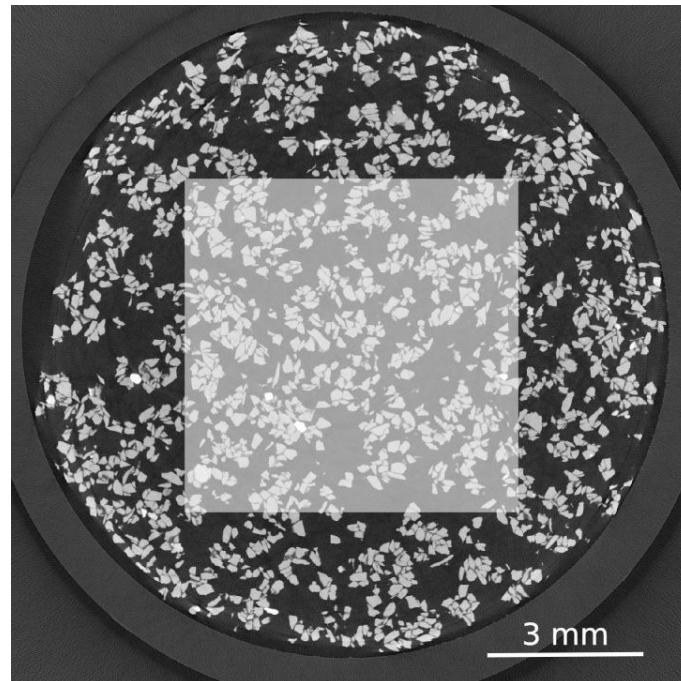


FIGURE 4.9 – Section horizontale d’une image tomographique d’une éprouvette (12,3 mm de diamètre) de sable d’Hostun HN31 non-saturé. Le sable est mis en œuvre par la troisième méthode. La zone grisée correspond à la zone d’étude qui a été segmentée et analysée par granulométrie.

précontraindre un peu plus la microstructure. Il est possible aussi d’apercevoir dans cette section tomographique, qui toutefois ne permet pas d’apprécier au mieux la microstructure tridimensionnelle, une impression d’hétérogénéité, principalement près des parois : une zone dense apparaît en bas de la section, et au contraire une zone plus lâche est visible dans la partie gauche (voir la figure 4.9). Deux autres éprouvettes préparées suivant la première méthode f1 ont aussi été scannées et analysées. La méthode de traitement des images extraites (zone grisée dans la figure 4.9), qui sera détaillée dans le chapitre suivant, consiste à filtrer, seuiller et appliquer la granulométrie de Mathéron (outil permettant d’obtenir la distribution des sphères inscrites dans la phase isolée). Chaque image a un volume de  $800^3$  voxels ou encore  $6,4^3$  mm<sup>3</sup>. Cette procédure permet finalement d’isoler la phase composée d’agrégats (mélange de sable et d’eau) et la phase composée d’air, et de mesurer leur distribution de taille (voir figure 4.11).

La granulométrie présentée dans la figure 4.11(a) montre que la troisième méthode de pluviation f3 (échantillon 3) conduit à des tailles d’agrégats légèrement plus petites que la méthode f1 (échantillon 1 et 2) : diamètre médian de  $150\ \mu\text{m}$  pour f3 contre  $170\ \mu\text{m}$  pour la méthode f1. De même, les pores remplis d’air semblent aussi être de plus petites tailles avec la méthode f3 (diamètre médian de  $250\ \mu\text{m}$  pour l’échantillon 3 préparé suivant la méthode f3 contre  $330\ \mu\text{m}$  et  $380\ \mu\text{m}$  pour respectivement les échantillons 1 et 2 préparés suivant la méthode f1, d’après la figure 4.11(b)). Notons que le diamètre médian des agrégats déterminé par imagerie est ici environ deux fois plus petit que le diamètre médian des grains obtenu par tamisage normalisé. La forme anguleuse des grains et les principes des mesures par tamisage et imagerie expliquent en grande partie cet écart, sur lequel nous reviendrons dans le chapitre suivant. De plus, les indices des vides déterminés par imagerie valent 2,18 pour la méthode f3 et 2,68 et 3,04 pour les échantillons issus de la méthode



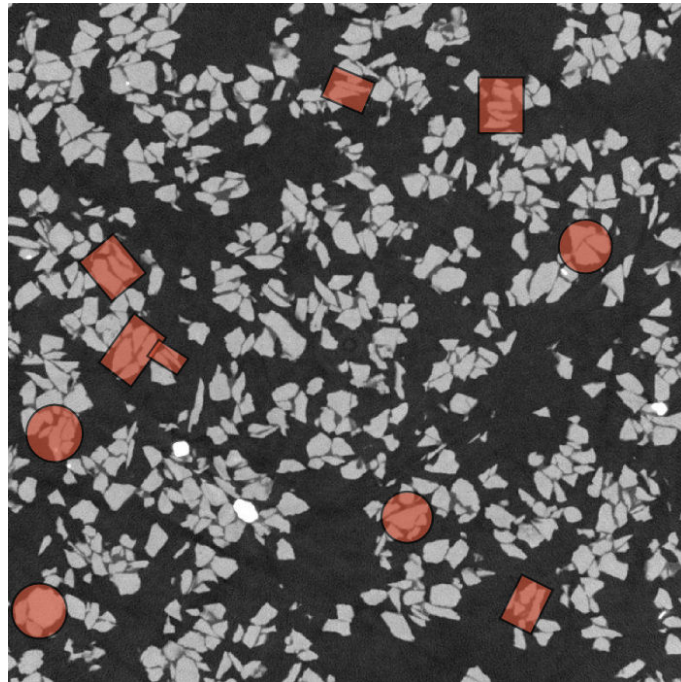


FIGURE 4.10 – Zoom sur la zone grisée de la figure 4.9. Les régions en couleurs montrent quelques arrangements de grains caractéristiques de la microstructure : grains allongés parallèles (rectangles) et grains "emboîtés" (cercles).

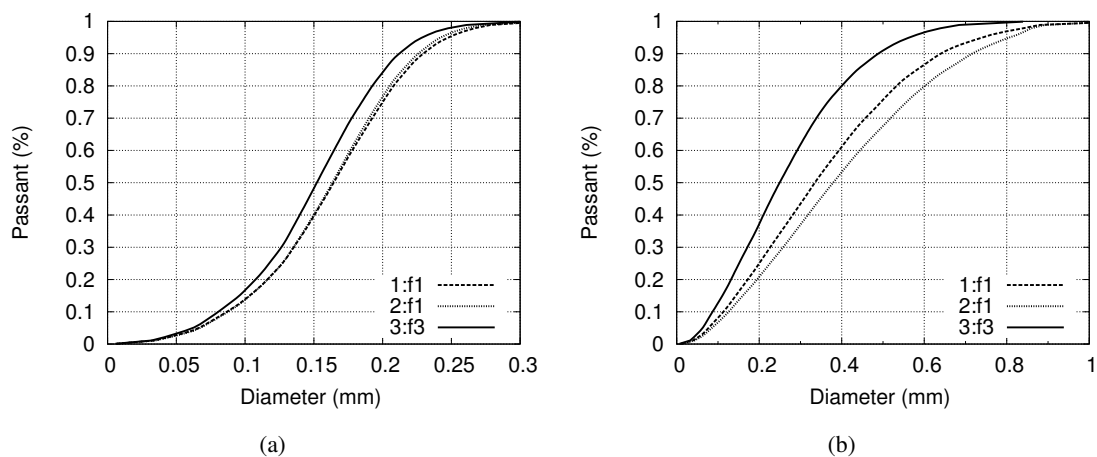


FIGURE 4.11 – Courbes granulométriques obtenues par imagerie : (a) des agrégats (mélange de sable et d'eau) (b) et de l'air, d'échantillons préparés suivant la méthode f1 (courbes e1 et e1\*) et f3 (courbe e3).

f1. Ces valeurs sont toutes supérieures à celles présentées dans la figure 4.8 à mêmes teneurs en eau. Ces différences de valeurs remettent en question la représentativité des mesures effectuées par imagerie à petite échelle, si l'on souhaite les comparer aux mesures à plus grandes échelles. Plusieurs pistes de réponses sont possibles : échantillon trop petit, conditions de préparation de l'échantillon mal contrôlées, traitements d'images mal adaptés, etc. Dans le chapitre suivant, nous tentons de quantifier les incertitudes de mesure en imagerie afin d'apporter quelques éléments de réponse sur ces problématiques, mais auparavant nous présentons dans ce qui suit les résultats macroscopiques d'effondrement par imbibition.

Pour résumer, cette section a mis en évidence le phénomène de foisonnement du sable d'Hostun en présence d'eau à travers différentes procédures. La microstructure constituée d'agrégats est clairement visible par tomographie. Il serait intéressant de poursuivre ce type d'analyse par imagerie pour corréler les variations de porosité avec la morphologie de la microstructure. Ceci permettrait de mieux comprendre l'évolution des courbes présentées dans les figures 4.5(a) et 4.8.

### 4.3 Effondrement par imbibition

Les résultats de foisonnement montrent qu'il est possible d'atteindre des densités très faibles en utilisant la méthode de pluviation de sable humide (porosité maximale de 72% obtenue à environ 7% de teneur en eau avec la méthode 1 de remplissage, voir figure 4.8). Ces très faibles densités devraient favoriser l'apparition d'effondrements plus importants que ceux trouvés par Benahmed *et al.* (2004), Lins et Schanz (2005). Ceci a été confirmé par des essais œdométriques où deux méthodes de préparation ont été testées. De plus, la phase d'imbibition a été réalisée en contrôlant ou non la quantité d'eau apportée.

#### 4.3.1 Préparation d'échantillons

La préparation d'échantillons est une étape importante dans tout essai au laboratoire et pose un certain nombre de problématiques. Que les éprouvettes soient carottées ou reconstituées, leur homogénéité est une des principales préoccupations. Cette propriété sera discutée dans le dernier chapitre consacré aux observations à petites échelles d'échantillons granulaires. Une méthode statistique sera présentée pour évaluer l'homogénéité à partir d'images tomographiques. L'homogénéité des échantillons fabriqués dans cette partie sera donc évaluée dans le chapitre suivant, et apportera des résultats complémentaires dans la compréhension du comportement macroscopique.

La technique de damage humide est connue pour produire des échantillons peu homogènes surtout à faibles densités (Gilbert et Marcuson III 1988, Ng *et al.* 2006, Thomson et Wong 2008 parmi d'autres). Deux méthodes de préparation des échantillons à l'œdomètre ont été développées pour atteindre de très faibles densités et donc favoriser l'apparition de l'effondrement capillaire. Les compactages réalisés dans chaque méthode de préparation assurent la stabilité de l'échantillon juste avant l'application d'une première charge à l'œdomètre, c'est-à-dire une fois l'embase supérieure mise en place. L'absence de déformation lors de la mise en place de l'embase permet de connaître l'état initial de l'échantillon avant sa mise en charge sur le banc œdométrique. La teneur en eau initiale des échantillons est déterminée par séchage au four du surplus de matériau lors de la préparation de l'éprouvette.

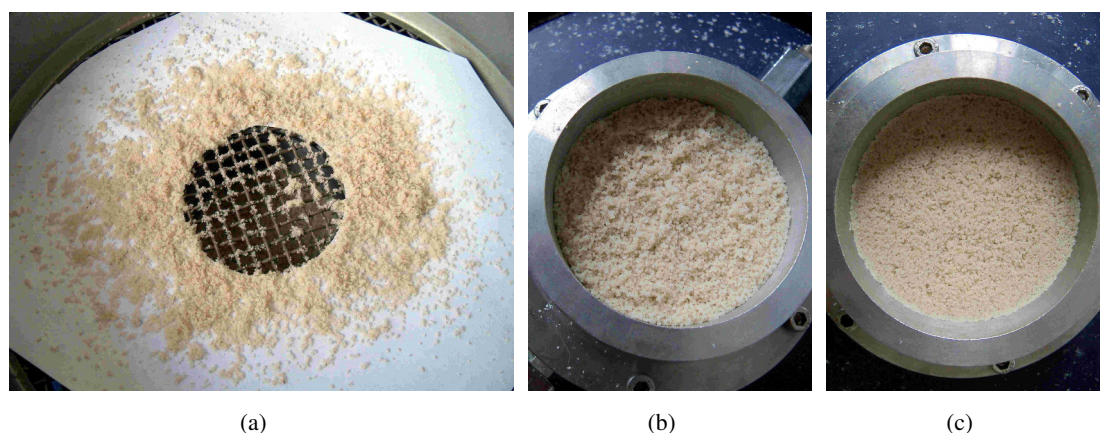


FIGURE 4.12 – 1ère méthode de préparation à l'œdomètre (p1) : (a) remplissage de la cellule à travers le tamis de 5 mm d'ouverture ; (b) état avant densification par l'embase supérieure ; (c) état après densification

La première méthode reconstitue un échantillon en trois couches légèrement compactées, alors que pour la deuxième, une seule compaction d'environ 20% est opérée. La méthode de remplissage de la cellule est elle aussi différente entre les deux méthodes. Cependant, quelle que soit la méthode de préparation, les échantillons ont les mêmes dimensions (environ 70 mm de diamètre et environ 30 mm de hauteur).

Les protocoles expérimentaux sont précisés ci-dessous :

- 1ère méthode de préparation à l'œdomètre (p1) : remplissage de la cellule à travers un tamis de 5 mm d'ouverture en 3 couches d'environ 10 mm d'épaisseur chacune (voir figure 4.12(a)). Chaque couche est légèrement tassée en déposant sur l'échantillon l'embase supérieure utilisée pour transmettre et répartir la charge verticale lors de l'essai œdométrique (figure 4.12(b) et 4.12(c)). Ces trois densifications se font à contrainte verticale donnée (masse de l'embase d'environ 600g, équivalent à une contrainte verticale d'environ 1.5 kPa).
- 2ème méthode de préparation à l'œdomètre (p2) : basée sur le montage expérimental de la méthode 3 dans l'étude du foisonnement (deux grillages liés à une table à chocs et échantillon fixe, voir figure 4.6(c)), une rehausse (19 mm) et un tassement imposé (9.7 mm) sont ajoutés (étapes présentées dans la figure 4.13 et 4.14).

La rehausse utilisée dans la deuxième méthode de préparation est enlevée avant l'opération d'arasage finale (c.f. figure 4.13 (e)). Cette procédure permet de connaître plus précisément les dimensions finales de l'échantillon par rapport à la première méthode de préparation. De plus, le sable en contact avec le compacteur (c.f. figure 4.13 (c)) qui est susceptible de présenter un arrangement granulaire différent du cœur de l'éprouvette, est enlevé après l'opération finale d'arasage.

#### 4.3.1.1 Incertitudes de mesure

La première méthode p1 souffre d'une plus grande incertitude sur la détermination de la hauteur initiale de l'échantillon. Le parallélisme de la surface supérieure de l'échantillon est en effet assuré uniquement par la bonne répartition du sable lors du remplissage. De plus la mesure finale de la hauteur de l'échantillon est faite à l'aide d'un réglet (graduation à 0.5 mm) et plusieurs mesures à

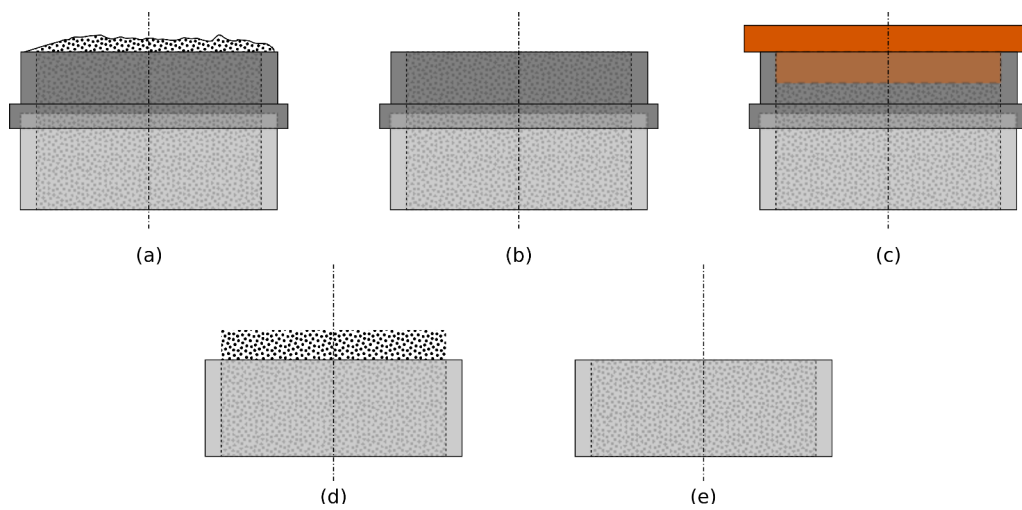


FIGURE 4.13 – Schéma de principe des étapes de préparation à l'œdomètre (p2) : (a) après la pluviation ; (b) après le premier arasage ; (c) pendant le compactage ; (d) réhausse enlevée ; (e) après l'arasage final. La réhausse, la cellule et le compacteur sont représentés respectivement en gris foncé, gris clair et orange.

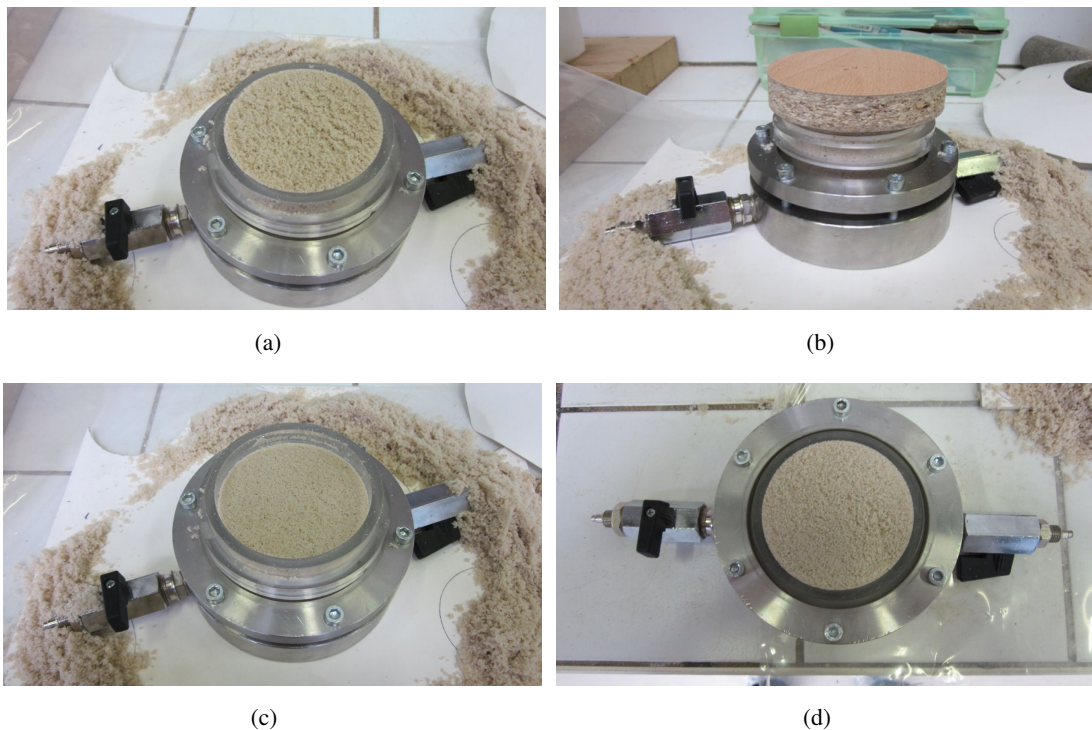


FIGURE 4.14 – 2ème méthode de préparation à l'œdomètre (p2) : (a) après pluviation humide et premier arasage ; (b) pendant la compaction ; (c) après compaction ; (d) réhausse enlevée et deuxième arasage

Tableau 4.1 – Lois de probabilité et écart type

Appareil	Loi de probabilité	Écart type
Balance	Normale	0,03 g
Masse volumique	Normale	10/6 kg.m <sup>3</sup>
Pied à coulisse	Normale	0.5/6 $\approx$ 0,083 mm
Réglet	Uniforme	1/(2 $\sqrt{3}$ ) $\approx$ 0,29 mm

différentes positions permettent de contrôler ce parallélisme. Au contraire, la deuxième méthode permet d'atteindre une meilleure précision puisque la hauteur de l'échantillon est fixée par la hauteur de la cellule. La hauteur et les défauts géométriques de la surface supérieure de l'échantillon sont donc plus facilement et précisément déterminés car mesurés au pied à coulisse (affichage à 0.01 mm).

Comme pour les essais de foisonnement, la détermination des incertitudes de mesures utilise le guide JCGM 100:2008 (BIPM et OIML 2008) et le même niveau de confiance est choisi (99.73% correspondant à  $\pm 3\sigma$  avec  $\sigma$  l'écart type). Les paramètres utilisés sont donnés dans le tableau 4.1. Nous avons choisi de modéliser la distribution des mesures faites au pied à coulisse par une loi normale en assurant que la majorité des mesures se situe dans un intervalle de 0,5 mm pour le niveau de confiance considéré. Cet intervalle, relativement grand pour un pied à coulisse au centième, évite une sous estimation des incertitudes provenant de défauts géométriques (cylindricité, planéité ...). En effet, l'amplitude de ces défauts est plus importante pour la deuxième méthode de préparation qui utilise une cellule en PMMA (polyméthacrylate de méthyle) extrudé (voir parois latérales de la cellule, figure 4.14). Les tolérances d'usinage d'une telle matière sont plus larges que pour un acier inoxydable, matière utilisée pour l'ensemble de la cellule de la première méthode de préparation (voir figure 4.12). Pour la mesure au réglet de la hauteur de l'échantillon dans la première méthode de préparation, l'intervalle de confiance est pris égal à 1 mm et la loi de probabilité uniforme est privilégiée du fait de la résolution du réglet (écart type de la loi uniforme donné dans le tableau 4.1). La forme des lois, normale et uniforme, pour la mesure de longueur est présentée dans la figure 4.15(a). De plus, une loi normale est retenue pour la masse volumique des grains de sable avec un intervalle de confiance de 10 kg.m<sup>-3</sup> (voir tableau 4.1) qui est en accord avec la précision donnée dans la bibliographie ( $\rho_s=2,65$  g.cm<sup>-3</sup> d'après (Flavigny *et al.* 1990) parmi d'autres). A partir de ces hypothèses et des mesures de masse et de longueur faites au cours d'un essai, nous cherchons à déterminer l'intervalle de confiance associé aux paramètres d'état : teneur en eau, indice des vides, porosité, etc.

L'équation (4.2) donnée page 76 permet de calculer l'écart type des paramètres d'état à partir des mesures et de leur précision. L'intervalle de confiance ou incertitude élargie (BIPM et OIML 2008) dépend de cet écart type et du facteur d'élargissement  $k_p$ . Lorsque toutes les lois sont normales comme précédemment dans l'étude du foisonnement,  $k_p = 3$  pour atteindre un niveau de confiance de 99,73%. Cependant lorsque des combinaisons de lois sont utilisées (normale et uniforme dans la première méthode de préparation), le facteur d'élargissement ne peut être déterminé à l'avance, et une autre méthode est à envisager. Une solution est de réaliser des tirages numériques qui respectent la loi de probabilité de chaque type de mesure. Ces tirages permettent finalement de calculer les paramètres d'état et d'en déduire leur loi de probabilité et donc leur intervalle de confiance.

Tableau 4.2 – Valeurs moyennes des mesures pour la préparation des échantillons à l'œdomètre suivant p1 et p2.

Mesures	Méthode 1 (p1)	Méthode 2 (p2)
Masse cellule	3303,15 g	2652,34 g
Masse cellule remplie	3417,49 g	2780,41 g
Masse coupelle	66,89 g	65,30 g
Masse coupelle remplie	143,76 g	165,54 g
Masse coupelle remplie après séchage	138,89 g	159,16 g
Hauteur échantillon	28,5 mm	29,67 mm
Diamètre échantillon	70 mm	70,52 mm

Tableau 4.3 – Intervalles de confiances des échantillons préparés pour les essais œdométriques.

Paramètres d'état	Méthode 1 (p1)	Méthode 2 (p2)
Teneur en eau ( $w$ )	$6,8 \pm 0,2 \%$	$6,8 \pm 0,1 \%$
Porosité ( $n$ )	$63,2 \pm 1 \%$	$60,9 \pm 0,4 \%$
Indice des vides ( $e$ )	$1,71 \pm 0,06$	$1,56 \pm 0,03$
Degré de saturation ( $S_r$ )	$10,5 \pm 0,5 \%$	$11,5 \pm 0,3 \%$
Fraction d'air ( $p$ )	$56,5 \pm 1 \%$	$53,9 \pm 0,5 \%$

Ces deux approches (analytique par l'équation 4.2 ou numérique par tirages numériques) appliquées à la deuxième méthode de préparation fournissent des résultats proches validant donc la méthode numérique et le nombre de tirages choisi (500 000). Finalement, les intervalles de confiances pour les deux méthodes de préparation sont donnés dans le tableau 4.3 en se basant sur les valeurs moyennes des mesures pour chaque méthode (11 essais pour la méthode 1 et 5 essais pour la méthode 2). La deuxième méthode de préparation génère moins d'incertitude que la première méthode en raison d'une plus faible incertitude dans l'utilisation d'un comparateur vis-à-vis d'un réglet. Un exemple de la distribution de probabilité de l'indice des vides suivant les deux méthodes de préparations est présenté dans la figure 4.15(b). Remarquons que les principales sources d'incertitudes sont les mesures de distances qui participent à environ 95 % de l'incertitude totale sur la porosité ( $n$ ), l'indice des vides ( $e$ ) et la fraction d'air ( $p$ ) et à environ 50% sur le degré de saturation ( $S_r$ ). Il vient ensuite pour le degré de saturation, les pesées dans la détermination de la teneur en eau qui représentent aussi environ 50 % de l'incertitude totale. La masse volumique apporte moins de 3% d'incertitude sur les intervalles présentés.

### 4.3.2 Essais d'effondrement avec et sans contrôle du volume d'eau

Les échantillons ainsi créés sont ensuite chargés au banc œdométrique et imbibés sous différentes contraintes verticales afin de connaître l'évolution du potentiel d'effondrement avec le chargement mécanique. Trois techniques ont été utilisées pour saturer les échantillons : mouillage brutal, incrémental, et lent quasi continu. L'objectif est de voir si la dynamique de mouillage à un effet sur le potentiel d'effondrement. L'évolution des tassements avec l'apport d'eau pourra aussi être observée. Les tassements dans le temps seront présentés pour différents états de contrainte et de saturation. Les différentes techniques de mouillage appliquées aux deux types d'échantillons sont

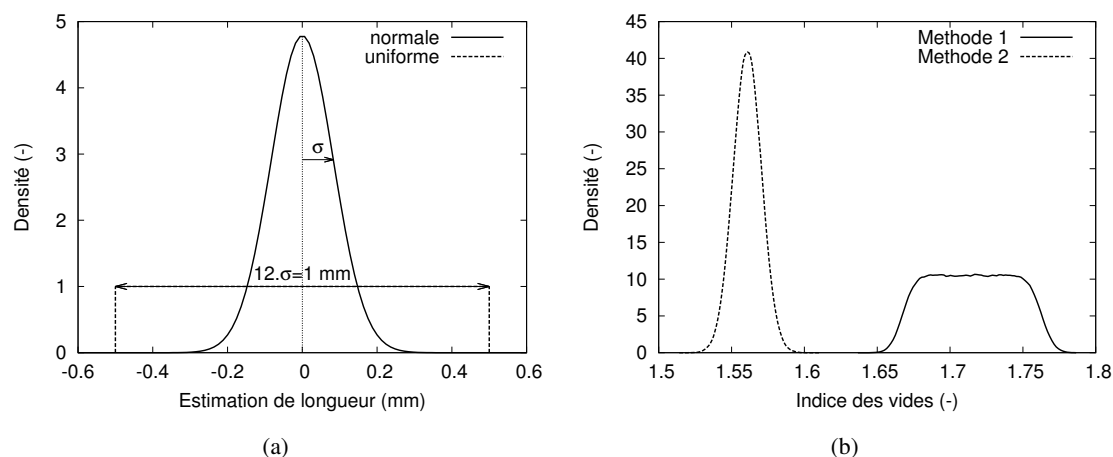


FIGURE 4.15 – Incertitudes : (a) loi uniforme (réglet) et loi normale (piéd à coulisse) ; (b) Indice des vides.

Tableau 4.4 – Dénomination des essais d'effondrement (ex : p1b5 correspond à l'essai d'effondrement fait sur l'échantillon préparé par la méthode 1 et saturé à 57 kPa de contrainte verticale)

Échantillons	Mouillage	Contrainte verticale (kPa)
Préparation 1 (p1)	brutal	1.47 (b3), 29 (b4), 57 (b5), 422 (b6)
	incrémental	27 (i1-3)
	continu	27 (c1-3)
Préparation 2 (p2)	continu	14 (c2), 27 (c3), 52 (c4), 404 (c5)

résumés dans le tableau 4.4.

La même embase inférieure de la cellule œdométrique est utilisée pour chaque essai, seules les parois latérales sont modifiées (PMMA ou acier inox) pour s'adapter à la méthode de préparation. Le sable est directement en contact avec un grillage fin collé sur l'embase (ouverture de 80  $\mu\text{m}$ ). Ce grillage permet d'apporter l'eau par le bas de l'échantillon tout en empêchant les grains de sable de le traverser. Pour le mouillage brutal, un réservoir rempli d'eau est vidé dans l'échantillon par gravité. Le robinet de la burette est fermé au bout de quelques secondes une fois que l'eau déborde de la cellule. Dans le cas du mouillage incrémental, 1 ml d'eau (équivalent à environ  $1/50^{\text{me}}$  du volume des vides à 27 kPa de contrainte verticale) est injecté toutes les minutes (p1i1 et p1i3) ou deux minutes (p1i2) grâce à une burette graduée de 0.05 ml de résolution. Enfin l'imbibition quasi continue est assurée par un contrôleur pression volume (modèle : GDS 2MPa et 200  $\text{cm}^3$ ). Sa résolution en volume donnée à 1  $\text{mm}^3$ , nous permet de réaliser des injections très lentes et d'assurer un débit quasi constant. Pour les échantillons préparés suivant la première méthode, les débits utilisés sont 0.5  $\text{mm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (p1c1 et p1c3) et 1/6  $\text{mm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (p1c2). Les échantillons issus de la deuxième méthode de préparation sont imbibés de telle sorte que le volume de vide initial soit saturé en une heure d'essai (p2c2-5), contre 1 à 3 jours pour p1c1-3.

Le banc d'essai utilisé est un banc œdométrique à chargement frontal classiquement utilisé en mécanique des sols (Wykeham Farrance modèle 25241). Un bras de chargement en contact ponctuel avec l'embase supérieure de la cellule est chargé en son bout par des masses mortes. Du fait du

bras de levier réglable, l'effort supporté par le sol est 9, 10 ou 11 fois plus grand que le poids des masses déposées (rapport 10 pour la majorité des essais sauf pour les essais où le mouillage était brutal). La mesure des déplacements était assurée par un comparateur et une lecture automatique à intervalle de temps régulier était choisie pour les essais à volume d'eau contrôlé. Un comparateur Mitutoyo de 12,7 mm de course avec un affichage à 0,001 mm a été utilisé pour les acquisitions automatiques et un comparateur à aiguille avec une résolution de 0,005 mm pour les acquisitions manuelles pour les essais à imbibition brutale. La précision est de 0,003 mm pour le comparateur Mitutoyo (543-690B) et de 0,01 mm pour le comparateur à aiguille. Ces précisions conduisent à une incertitude maximale sur l'indice des vides de 0,001 qui est donc négligeable par rapport aux incertitudes provenant de la préparation des échantillons.

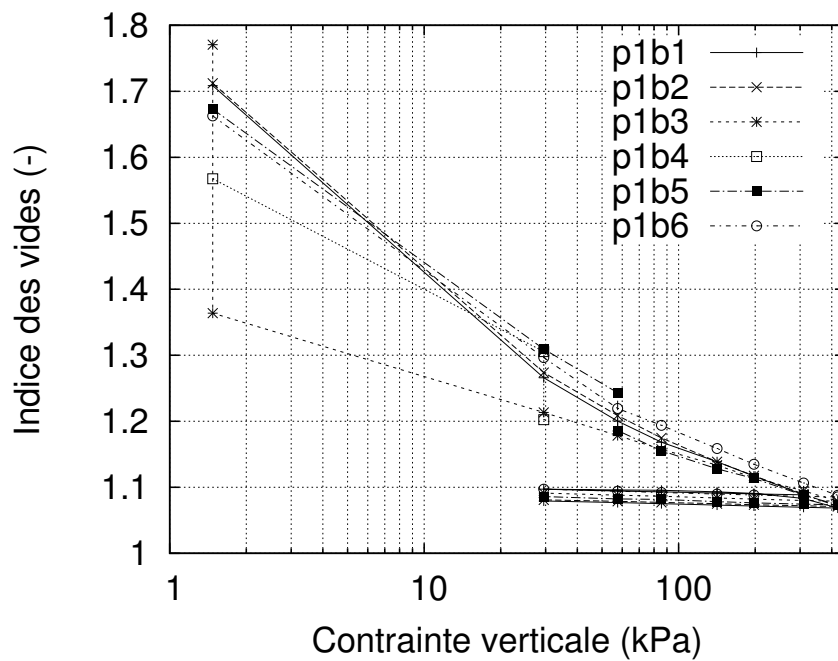
### 4.3.3 Résultats : états d'équilibre

Les résultats des essais œdométriques sont présentés dans les figures 4.16(a) et 4.16(b) où l'indice de vides est représenté en fonction de la contrainte verticale. Notons que les résultats issus des échantillons préparés suivant la première méthode (voir figure 4.16(a)) sont plus dispersés à cause des incertitudes liées à la détermination de la hauteur initiale de l'échantillon. Le potentiel d'effondrement calculé à partir de l'état précédent immédiatement la saturation, est donné dans la figure 4.17. Cette figure reprend les résultats des figures 4.16(a) et 4.16(b) et 6 autres résultats d'effondrement au cours desquels le volume d'eau était contrôlé de façon incrémentale ou continue (pl11-3 et pl1c1-3).

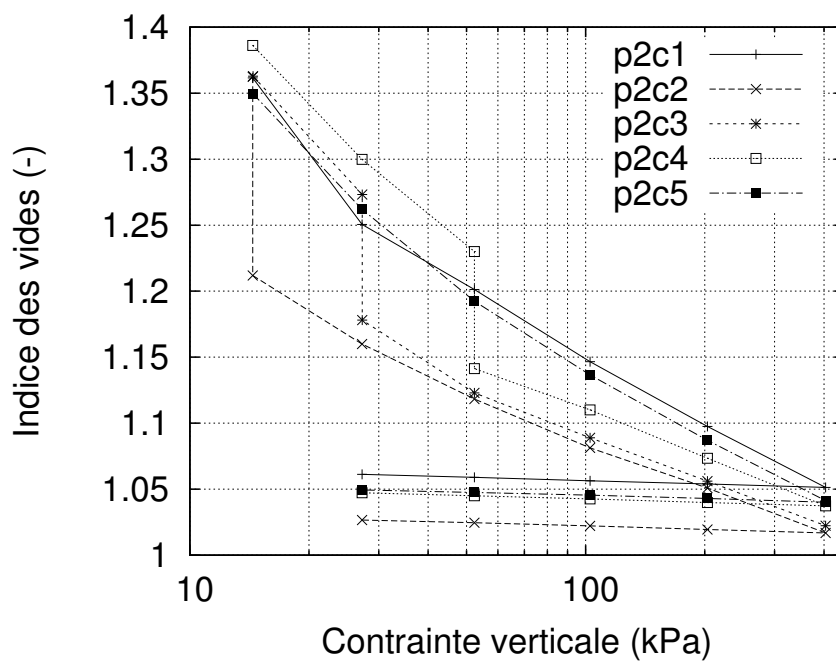
On remarque que même si les méthodes de préparation sont différentes et ne donnent pas la même densité initiale (voir tableau 4.3), les relations  $e - \log \sigma$  et  $CP - \log \sigma$  (CP : potentiel d'effondrement) sont assez proches pour des contraintes supérieures à 10 kPa.

Dans les diagrammes  $e - \log \sigma$ , la différence de comportement du sable saturé et non saturé est visible dans la phase de chargement. L'échantillon non saturé est plus déformable que l'échantillon saturé. Ceci s'explique par la grande différence de densité entre les deux états, principalement à faibles contraintes verticales. Même si l'eau en faible quantité doit apporter un gain de rigidité dans les échantillons non saturés, la rigidité semble surtout être pilotée par la densité pour ces essais. En effet, la rigidité du matériau non saturé augmente avec le chargement mécanique et rejoint finalement celle du matériau saturé aux plus grandes contraintes : l'effet de l'eau sur le comportement du sol à l'équilibre s'efface progressivement avec le chargement mécanique. Il est donc impossible de déterminer un unique indice de compressibilité  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma$  (d'après la norme NF P94-090-1 d'AFNOR 1997b ou P 94-512-5 d'AFNOR 2005) pour le matériau non saturé à cause de cette non linéarité dans le plan  $e - \log \sigma$ . Entre deux paliers successifs, un indice de compressibilité peut être calculé (appelé aussi  $C_c$  par Mesri et Vardhanabhuti (2009)) et varie de 0,40 à 0,15 avec l'augmentation de la contrainte. Le matériau saturé présente une meilleure linéarité dans le plan  $e - \log \sigma$  et l'indice de compressibilité avoisine 0,13 (entre 0,19 et 0,10). Ces valeurs d'indice de compressibilité sont grandes comparées à celles de la bibliographie : entre 0,002 et 0,03 d'après Mesri et Vardhanabhuti (2009) pour la même plage de chargement et pour un sable siliceux. Mesri et Vardhanabhuti (2009) montrent aussi que la compressibilité augmente avec l'indice des vides à même niveau de chargement. Cependant au cours du chargement, nous mesurons une diminution de l'indice de compressibilité contrairement à Mesri et Vardhanabhuti (2009) qui observent une augmentation de cet indice. En fait, à plus grandes densités comme dans l'étude





(a)



(b)

FIGURE 4.16 – Évolution de l'indice des vides avec la contrainte verticale : (a) préparation 1 ; (b) préparation 2.

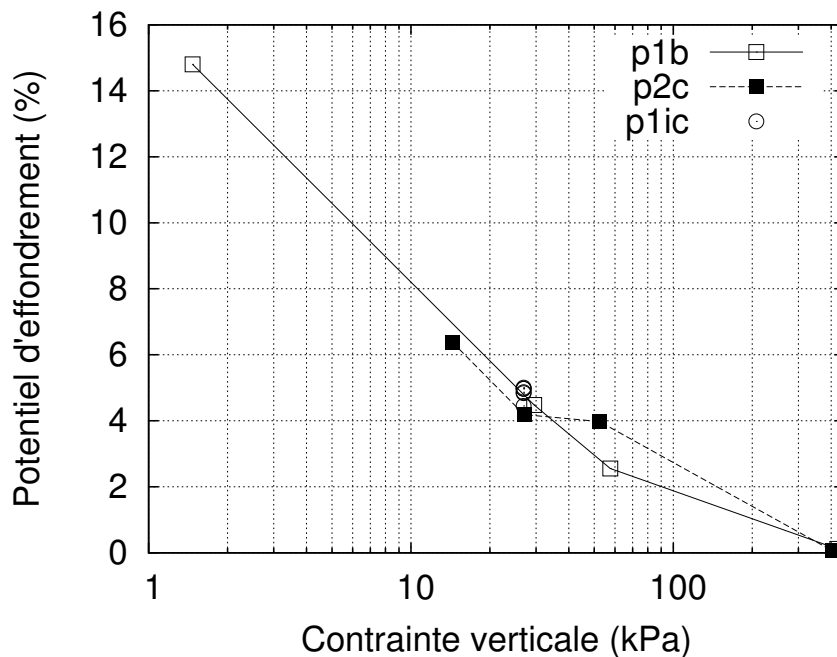


FIGURE 4.17 – Potentiel d’effondrement en fonction de la contrainte verticale.

de Mesri et Vardhanabhuti (2009), les grains n’ont pas la même facilité à bouger et les changements de microstructure sont donc moins importants que pour des échantillons lâches. Notons que l’indice de compressibilité s’exprime en logarithme de la contrainte contrairement au coefficient de compressibilité ( $m_v = -\epsilon_{1 \rightarrow 2} / (\sigma_2 - \sigma_1)$  d’après P 94-512-5 d’AFNOR 2005). Ainsi quelle que soit l’évolution de l’indice de compressibilité avec la charge mécanique (augmentation ou diminution), le coefficient de compressibilité des géomatériaux sera presque toujours décroissant avec l’augmentation du chargement. Le coefficient de compressibilité mesuré est compris entre  $0.08 \text{ MPa}^{-1}$  à  $5.8 \text{ MPa}^{-1}$  pour des échantillons non saturés et entre  $0.06$  et  $2.26 \text{ MPa}^{-1}$  pour le matériau saturé à fortes et faibles contraintes verticales respectivement.

L’indice de gonflement  $C_s$  est quant à lui visiblement indépendant de l’état de saturation et vaut environ  $0.008$  quelle que soit la méthode de préparation (coefficient de gonflement équivalent d’environ  $0.02 \text{ MPa}^{-1}$ ).

L’effondrement est maximal aux plus faibles contraintes verticales :  $15 \%$  sous  $1,5 \text{ kPa}$  pour p1 et environ  $6,5 \%$  sous  $14 \text{ kPa}$  pour p2. Aucun effondrement n’est mesuré lorsque la contrainte verticale atteint environ  $400 \text{ kPa}$ . On remarque que l’indice des vides au cours des essais reste supérieur à l’indice des vides maximal  $e_{max}$  du sable d’Hostun ( $e_{max} \simeq 1$  d’après Flavigny *et al.* (1990), Combe (1998), Benahmed *et al.* (2004)). Cet indice des vides est considéré comme étant caractéristique de la compacité minimale du sol d’après la norme NF P94-059 d’AFNOR 2000. Ainsi même après la disparition des ponts capillaires à l’état saturé, les échantillons restent très lâches pouvant laisser penser que la structure en agrégat n’est pas totalement effacée après saturation. Le frottement et coincement entre grains permettent à eux deux de maintenir cette structure granulaire encore très lâche.

De plus, le potentiel d’effondrement déterminé au simple œdomètre peut être approché par la méthode du double œdomètre puisque le comportement des matériaux saturés et non saturés semble

unique quelle que soit la contrainte appliquée : la séquence de chargement n'a pas d'effet notable. Cependant on remarque qu'à environ 400 kPa, la méthode au double œdomètre pourrait fournir un potentiel d'effondrement non nul (visible dans la figure 4.16(b) en prenant par exemple p2c1 et p2c2), ce qui est en contradiction avec la réelle mesure d'effondrement faite à cette contrainte. L'incertitude sur l'indice des vides initial explique cette différence, et montre une des limites de la méthode au double œdomètre dans la détermination du potentiel d'effondrement.

#### 4.3.4 Résultats : états non stationnaires

Dans cette partie, les états non stationnaires considérés ont deux origines :

- le fluage à charge mécanique et teneur en eau constantes
- l'évolution des déformations avec l'apport d'eau : incrémental ou continu.

Notons que l'évolution des déformations avec l'apport d'eau est considéré ici comme non stationnaire. En effet, la stabilité des déformations pour un état de saturation donné n'est pas recherchée ni vérifiée. Les échantillons sont uniquement saturés plus ou moins rapidement.

##### 4.3.4.1 Dans le temps : fluage

Le fluage des sables observé à l'échelle macroscopique est expliqué par deux phénomènes locaux distincts. Lorsque les forces intergranulaires sont petites comparées à la résistance des grains, le fluage est la conséquence d'un réarrangement local des grains par glissement et/ou rotation modifiant le réseau de chaînes de forces (Murayama *et al.* (1984), Mejia *et al.* (1988), Delage *et al.* (1991), Kuwano et Jardine (2002), Augustesen *et al.* (2004) parmi d'autres). Si les forces intergranulaires dépassent la résistance des grains, le fluage est alors attribué au broyage de grain (McDowell et Khan 2003, Augustesen *et al.* 2004). La transition entre les deux régimes se fait à une pression "critique" ou contrainte de fluage d'après Colliat-Dangus *et al.* (1988) qui dépend de la densité et de la composition du matériau granulaire (sable calcaire ou siliceux (Colliat-Dangus *et al.* 1988), pâte alimentaire (McDowell et Khan 2003) ...). Pour le sable d'Hostun et pour des densités plus élevées, cette contrainte de fluage a été estimée à 6 MPa (Colliat-Dangus *et al.* 1988) donc bien supérieure aux contraintes appliqués dans notre étude. Même si les densités dans nos essais sont plus faibles et augmentent potentiellement l'intensité des chaînes de contrainte par rapport à un état plus dense, le fluage observé serait principalement dû à des réarrangement de grains.

Le fluage est déterminé à partir des mesures réalisées sur les échantillons préparés suivant la deuxième méthode. L'évolution des déformations dans le temps est présentée pour deux niveaux de chargement : le palier à 27 kPa (figure 4.18(a)) et à 103 kPa (figure 4.18(b)). Un tassement important apparaît juste après application de la charge puis une évolution lente de la déformation verticale est observée. L'abscisse des figures 4.18(a) et 4.18(b) commence à 10 secondes (calage manuel des courbes pour qu'aucune déformation ne soit mesurée à cet instant), et au moins 30 secondes sont nécessaires pour atteindre l'évolution logarithmique des déformations qui est une évolution caractéristique du fluage des matériaux granulaires (Murayama *et al.* 1984, Colliat-Dangus *et al.* 1988, Mejia *et al.* 1988, McDowell et Khan 2003, Augustesen *et al.* 2004 parmi d'autres). Dans cette deuxième phase, la droite d'équation  $-C_2 \log(t) + b$  est ajustée pour représenter au mieux l'évolution des déformations (voir les droites des figures 4.18(a) et 4.18(b)). Le coefficient

de fluage  $C_2$  (suivant la norme NF P94-090-1 d'AFNOR 1997b) est donné dans la figure 4.19.

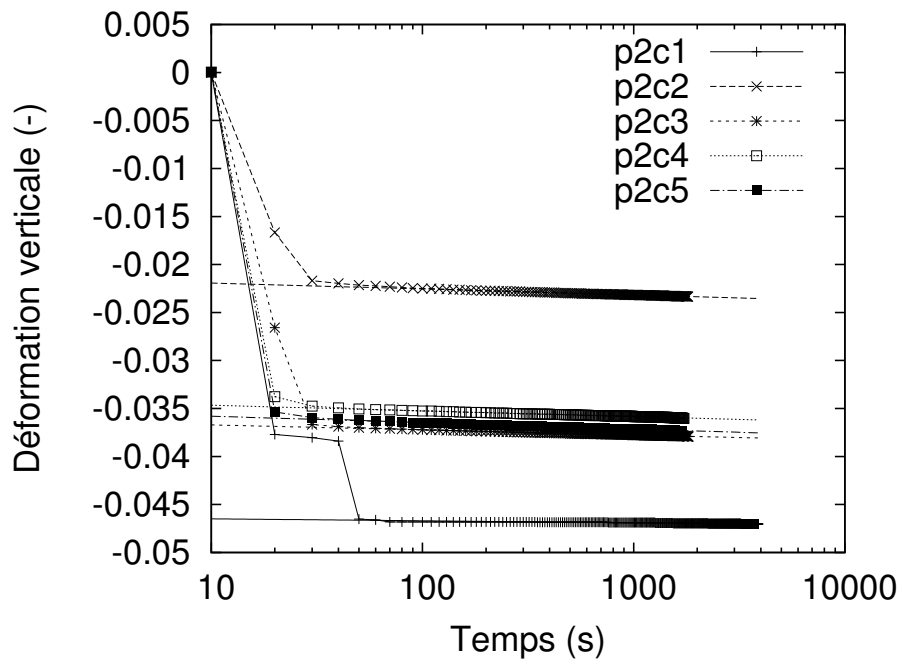
Le coefficient de fluage aux faibles contraintes verticales est très dispersé et pourrait provenir du frottement de l'embase supérieure sur les parois de la cellule qui devient non négligeable à faible chargement et/ou d'un tassement important et brutal qui entraîne une surcompression du matériau. En effet, le coefficient de fluage obtenu à 27 kPa pour l'essai p2c1 est inférieur aux autres coefficients obtenus pour la même contrainte verticale. En observant l'évolution de la déformation dans le temps pour cet essai (voir figure 4.18(a)), on remarque la présence de discontinuités : à 20 secondes la déformation ralentit brutalement, puis accélère après 40 secondes. Cette dynamique peut entraîner une surcompression du matériau entraînant une diminution du fluage, puisqu'à la décharge, le fluage mesuré est quasiment nul.

À plus fortes contraintes, le coefficient de fluage semble s'organiser et être moins erratique. La tendance générale montre une augmentation du fluage avec l'augmentation de la contrainte verticale à partir de 50 kPa (c.f figure 4.19). On peut aussi remarquer qu'à même contrainte verticale les échantillons non saturés présentent un fluage plus important que les échantillons saturés. La différence de densité et/ou la différence d'état de saturation sont sans doute à l'origine de cette différence de comportement visqueux. Cependant au dernier palier de chargement, les densités des échantillons non saturés et saturés sont quasiment égaux, alors que les coefficients de fluage restent différents. L'effet de l'état de saturation serait alors visible sur le fluage et par extension dominerait sur l'effet de la densité entre 50 et 400 kPa. Un autre argument montrant l'effet mineur de la densité sur le fluage par rapport à la contrainte, est qu'à même indice des vides, par exemple pour les échantillons à p2c1 et p2c5 à 203 kPa et p2c2, p2c3 et p2c4 à 102 kPa, les coefficients de fluage sont visiblement différents. Ainsi si nous essayons de classer les paramètres qui influencent le coefficient de fluage, la contrainte verticale et l'état de saturation semblent avoir un effet plus prononcé que la densité pour les contraintes verticales supérieures à 50 kPa. Notons cependant que l'effet de la densité sur le fluage existe bel et bien et a été notamment quantifié sur le sable d'Hostun par Colliat-Dangus *et al.* (1988) montrant un fluage plus important à faible densité.

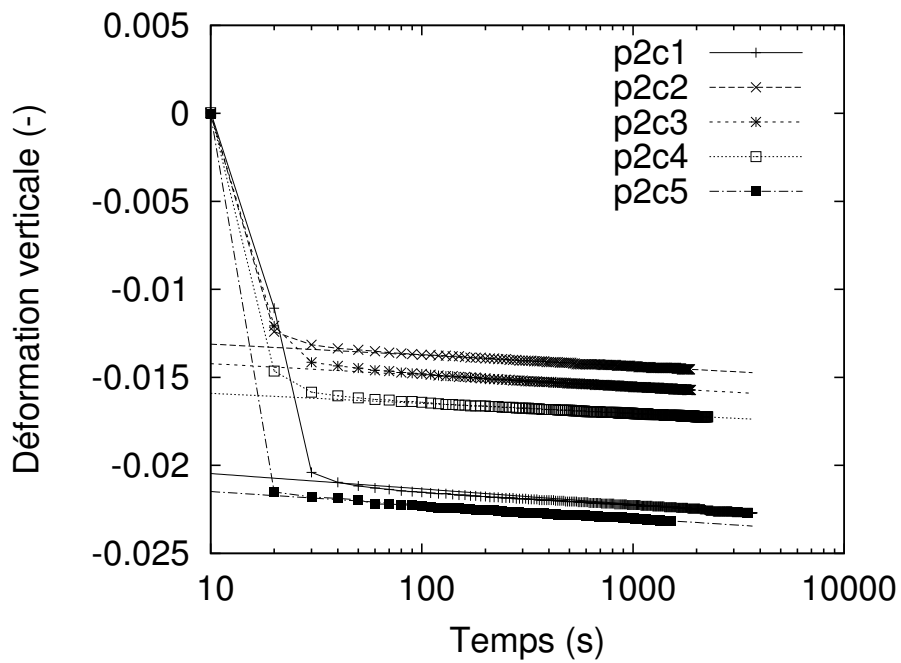
Ainsi le fluage d'un sable augmenterait avec la contrainte mécanique et la force capillaire ? Il est nécessaire de rester prudent et, pour s'en assurer, d'autres essais sont nécessaires en faisant varier la pression capillaire. Mais d'un point de vue conceptuel, à même contrainte extérieure et microstructure, les forces capillaires augmentent nécessairement les forces inter-granulaires en comparaison d'un milieu granulaire saturé d'air ou d'eau. Plusieurs phénomènes pourraient expliquer cette dépendance du fluage avec l'état de saturation :

- comme le fluage augmente avec l'intensité du chargement (Colliat-Dangus *et al.* 1988, Mejia *et al.* 1988, Augustesen *et al.* 2004), il serait possible qu'une augmentation de force capillaire entraîne un fluage plus important du matériau, même si la force capillaire est généralement vue comme une force stabilisatrice qui renforce l'effort normal entre grain,
- au cours du fluage, la réduction de volume de l'échantillon, certes faible, conduit à une augmentation du degré de saturation et donc à un changement de pression capillaire et d'organisation de l'eau. Les forces capillaires peuvent ainsi légèrement fluctuer et faciliter la mise en mouvement de grains et donc conduire à une réorganisation différée dans le temps de la microstructure,
- comme la perméabilité à l'état non saturé est plus petite, le retour à l'équilibre induit par des mouvements de grains et des mouvements d'eau serait potentiellement plus long qu'à l'état saturé.

Tous ces points restent pour le moment des suppositions, à valider ou à démentir par des études



(a)



(b)

FIGURE 4.18 – Déformation verticale au cours du temps des échantillons p2 : (a) pallier 27 kPa ; (b) pallier 103 kPa

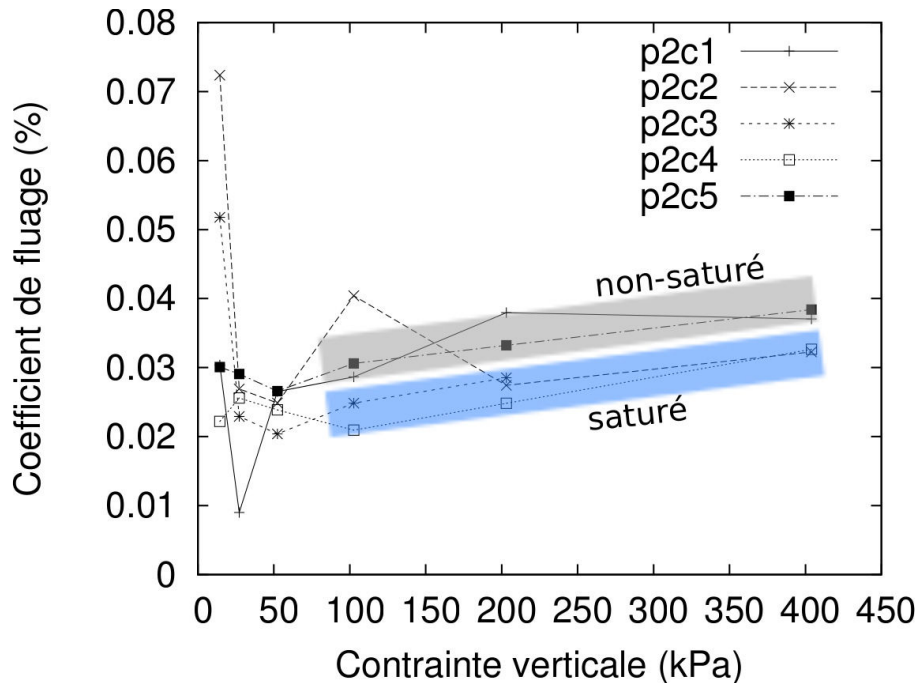


FIGURE 4.19 – Coefficient de fluage des échantillons p2 en fonction de la contrainte verticale appliquée.

plus poussées.

Plus généralement et en lien avec le prochain chapitre consacré à l'analyse locale du phénomène d'effondrement, il est intéressant ici d'estimer les déplacements maximaux attendus en haut de l'échantillon. En effet une acquisition tomographique nécessite une microstructure relativement figée afin d'obtenir une image représentative du matériau à un instant donné. Donc le fluage peut être problématique lorsque les déplacements résiduels sont de l'ordre de la résolution des images. On considère généralement que la résolution et le temps d'acquisition sont liés. Plus la résolution recherchée est fine et plus la puissance utilisée par la source à rayons X doit être petite afin de conserver une taille de foyer faible et permettre d'atteindre la résolution visée. Le flux de rayons X se trouve alors réduit et le temps d'exposition doit être augmenté pour assurer une bonne exposition du détecteur. Différents jeux de paramètres (distance source-échantillon et source-détecteur, puissance de la source, sensibilité du détecteur, ...) ont été utilisés, mais la principale étude dans cette thèse se base sur des résolutions de  $50 \mu\text{m}$  et  $25 \mu\text{m}$  pour des temps d'acquisitions de 30 min et 1 h respectivement. En prenant un coefficient de fluage  $C_2 = 0.03$  et une hauteur d'échantillon de 30 mm, et en considérant que l'acquisition à  $50 \mu\text{m}$  est réalisée en premier après avoir attendu 10 minutes depuis le début du palier, les tassements résiduels attendus au cours de l'acquisition seraient d'environ 5 et  $2 \mu\text{m}$ , respectivement. On vérifie donc que ces tassements restent inférieurs à la résolution des images.

#### 4.3.4.2 Au cours de l'apport d'eau

Les résultats des essais d'effondrement avec volume d'eau contrôlé sont donnés dans les figures 4.20(a) et 4.20(b) où la déformation verticale est présentée en fonction du degré de saturation.

La figure 4.20(a) reprend l'ensemble des essais d'effondrement réalisés sous 27 kPa de contrainte verticale : 7 essais au total dont un sur un échantillon préparé suivant la méthode de préparation p2. Les résultats issus de cette méthode de préparation sont présentés dans la figure 4.20(b) excepté ceux à 404 kPa de contrainte où les déformations sont quasiment inexistantes (inférieure à 0,06%).

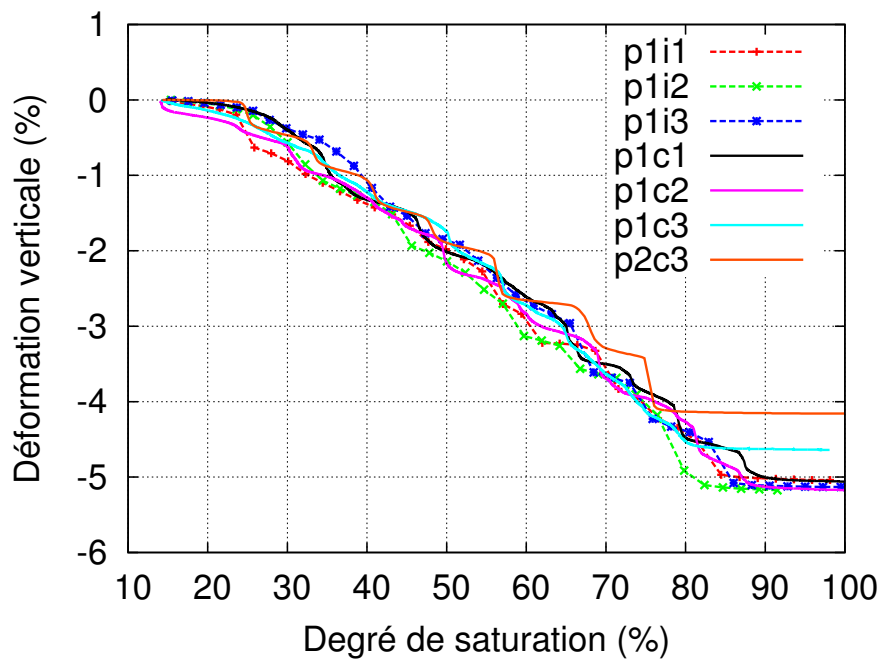
Deux méthodes d'apport d'eau sont utilisées : incrémental (représentée par des points reliés par des tirets) et quasi continu (traits continus). Rappelons que l'apport incrémental d'eau est fait par injection de 1 ml chaque minute (p1i1 et p1i3) ou toutes les deux minutes (p1i2) de telle sorte que les essais durent 1h ou 2h respectivement. Le déplacement vertical est mesuré chaque seconde et un point de la figure 4.20(a) représente l'état une seconde avant une nouvelle injection. Ces injections se font à faible intervalle de temps pour un volume d'eau important. La figure 4.21 présente la variation de la déformation verticale  $\Delta E_{zz}$  pour quelques paliers d'injection issus de l'essai p1i2 et on remarque que même l'intervalle de temps de deux minutes n'est pas suffisant pour atteindre la stabilisation des déformations. De plus, l'évolution de  $\Delta E_{zz}$  avec le temps n'est pas unique et différentes formes sont visibles dans la figure 4.21.

Au contraire les essais quasi continu (p1c1-3) sont de 30 à 90 fois (p1c2) plus lents grâce à un contrôleur pression-volume de  $1 \text{ mm}^3$  de résolution en volume. Ce contrôleur a aussi été utilisé pour imbibber les échantillons préparés suivant la deuxième méthode en imposant un temps d'essai d'une heure.

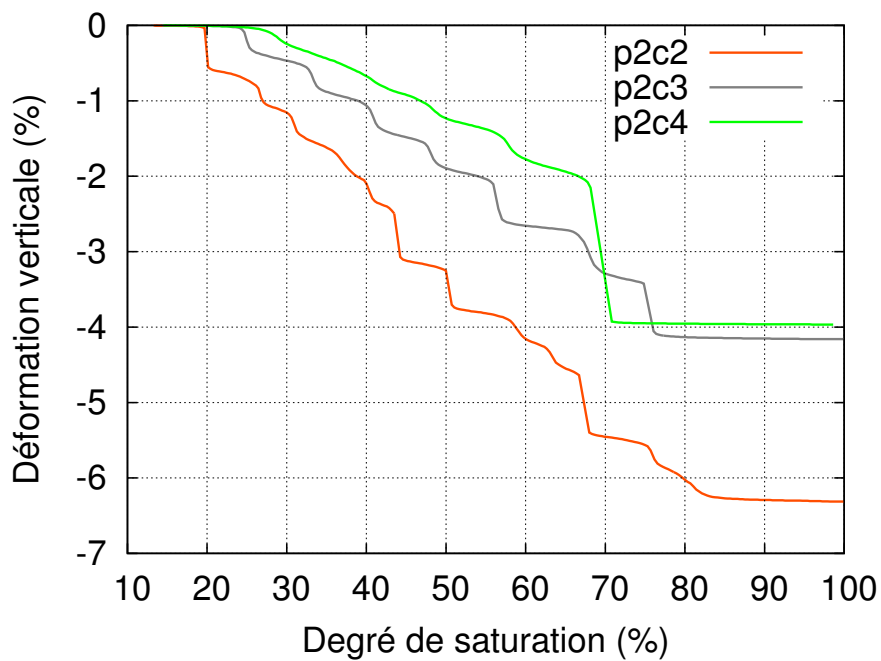
Quelle que soit la méthode d'apport et de préparation, la tendance reste la même : une augmentation générale assez linéaire de la déformation verticale, en valeur absolue, avec le degré de saturation sur une plage large de degrés de saturation. Sous une contrainte de 27 kPa, cette plage correspond aux degrés de saturation compris entre 25 et 80 %. En effet les déformations restent faibles pour des degrés de saturation inférieurs à 25%, et plus aucune déformation n'est observée après 90% de degré de saturation. Cette plage de degré de saturation semble évoluer avec la contrainte mécanique : [10 : 85] à 14 kPa, [25 : 80] à 27 kPa et [27 : 75] à 52 kPa (voir figure 4.20(b)). Notons que l'essai à 52 kPa présente une importante discontinuité juste avant la stabilisation de l'échantillon (voir figure 4.20(b)), ce qui n'est sans doute pas représentatif du comportement du matériau.

Des paliers et discontinuités de plus petites échelles apparaissent localement dans chaque essai ou dans chaque palier des essais incrémentaux (c.f. figure 4.21). Dans le but de présenter ce comportement particulier, nous choisissons de présenter la déformation verticale par ml d'eau injectée dans les figures 4.22(a) et 4.22(b) pour respectivement les essais incrémentaux et quasi continus sur les échantillons p1. La succession d'accélération et de ralentissements des déformations visibles dans ces figures, montre l'instabilité des échantillons au cours de leur imbibition. L'amplitude maximale des déformations par millilitre d'eau varie d'un essai à l'autre pour une préparation donnée. Toutefois les déformations par millilitre des injections lentes semblent être légèrement inférieures (en valeur absolue) ce qui peut être dû à la présence de phénomènes dynamiques et d'effets non-stationnaires dans les essais incrémentaux.

De plus, notons que ces paliers peuvent provenir de deux sources possibles : le réel comportement du matériau ou un artefact d'essai dû à une discontinuité de l'eau au cours des essais. En effet seul un grillage fin sépare le sable humide du réservoir d'eau. Celui-ci ne permet pas d'assurer la continuité de l'eau, continuité qui peut toutefois persister. Ainsi dans le cas le plus défavorable, le sol attire l'eau par capillarité, et comme le volume d'eau disponible est limité, de l'air peut se



(a)



(b)

FIGURE 4.20 – Déformation verticale au cours de l'imbibition : (a) incrémentale ou continue (p1i, p1c et p2c3) sous 27 kPa ; (b) continue sous 14 (p2c2), 27 (p2c3) et 52 kPa (p2c4).



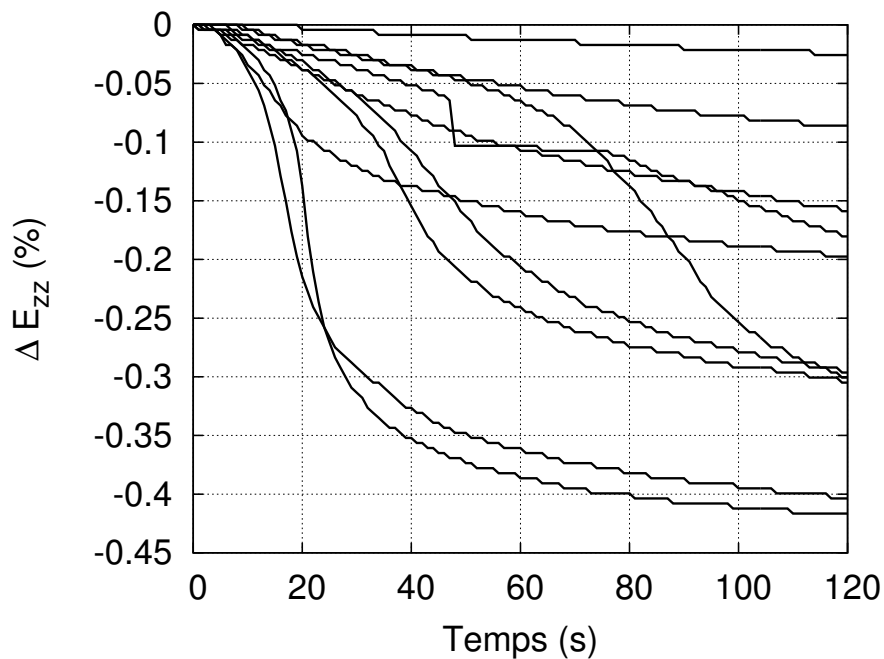


FIGURE 4.21 – Variation de la déformation verticale au cours du temps pour plusieurs paliers d'imbibition (teneur en eau constante) de l'essai pl12.

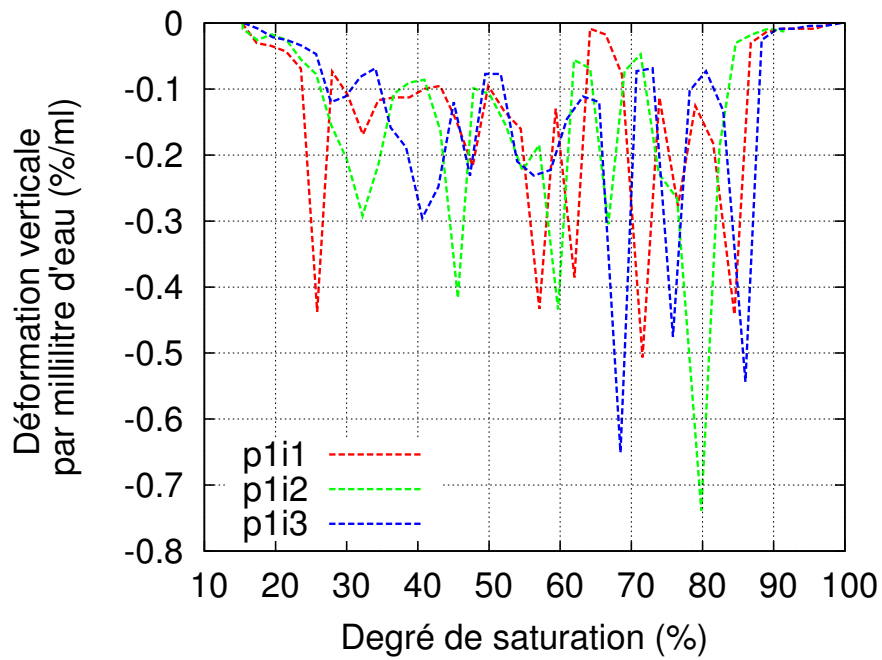
placer entre le sol et le réservoir induisant une imbibition par à-coups faussant localement le degré de saturation. Hors la bonne correspondance entre les différents essais nous incite à penser que ces discontinuités caractérisent le matériau et non la méthode d'essai. Pour s'en assurer, une céramique poreuse de haute entrée d'air placée entre l'éprouvette et le réservoir d'eau serait capable d'assurer la continuité de l'eau et permettrait de confirmer, ou pas, le comportement particulier du matériau.

#### 4.4 Conclusion

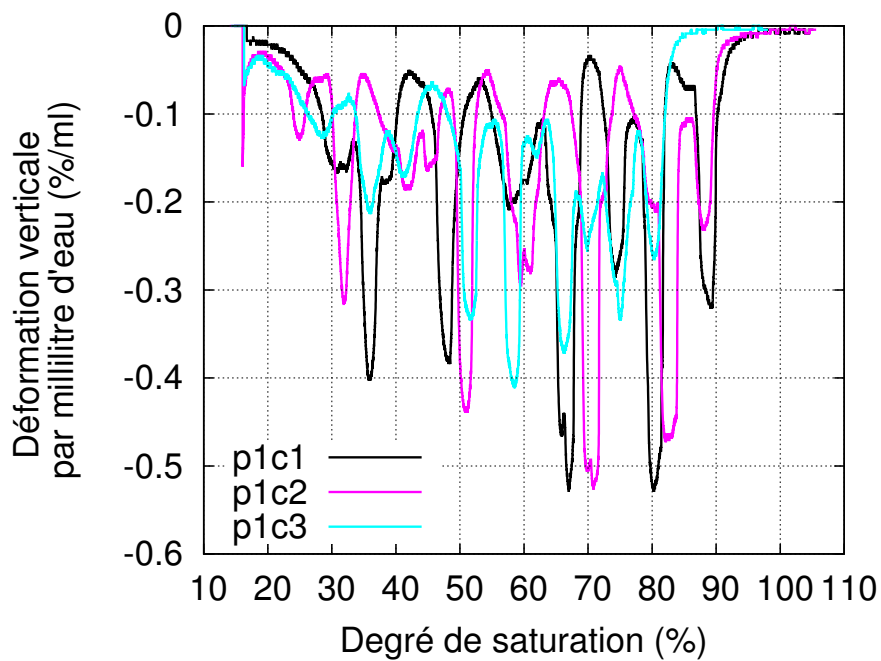
Dans ce chapitre, nous montrons que l'effondrement d'un sable propre, en l'occurrence le sable d'Hostun HN31, existe et peut atteindre de fortes valeurs lorsqu'une préparation particulière des échantillons est employée. Cette préparation se sert des effets capillaires pour mettre en place un sable humide dans une cellule et atteindre de très faibles densités. Une étude du foisonnement du sable a été préalablement réalisée pour quantifier l'effet de la méthode de préparation et de la teneur en eau sur la densité macroscopique et la microstructure.

Une attention particulière a été apportée dans l'estimation des incertitudes de mesures afin de mieux apprécier les résultats d'essais et leur dispersions. Le fluage important mesuré lors des essais œdométriques est expliqué par la faible densité des échantillons. L'état de saturation semble avoir un effet sur le fluage et nous constatons une augmentation des déformations différées dans le temps à l'état non saturé. Le potentiel d'effondrement de ce sable ne semble pas dépendre de la dynamique de mouillage. L'évolution générale des déformations avec le degré de saturation est linéaire dans une certaine plage de degrés de saturation quelle que soit la méthode d'imbibition. Finalement, un effondrement brutal peut être vu comme la somme de plusieurs micro-effondrements

lorsque la quantité d'eau est contrôlée. La question de la contrôlabilité de l'effondrement et donc de ces micro-effondrements reste cependant ouverte. Cette question revient finalement à savoir si les sols effondrables possèdent une structure méta-stable, concept souvent avancé dans l'étude de l'effondrement des sols non saturés.



(a)



(b)

FIGURE 4.22 – Déformation verticale par millilitre d'eau au cours de l'imbibition : (a) incrémentale ; (b) continue

# Mesures à petites échelles : principes et méthode employée

Les observations microscopiques ou à petites échelles apportent des informations locales sur la structure et le comportement d'un matériau et permettent d'améliorer notamment notre compréhension de son comportement à l'échelle macroscopique. Toutefois les méthodes expérimentales qui permettent d'atteindre les petites échelles possèdent par nature des atouts et des contraintes que nous souhaitons succinctement présenter. Nous justifierons alors les choix réalisés dans cette thèse comme l'utilisation de la tomographie aux rayons X et la taille des éprouvettes choisie.

## Sommaire

<b>5.1</b>	<b>Mesures de champs à petites échelles . . . . .</b>	<b>101</b>
5.1.1	État de contrainte . . . . .	101
5.1.2	Pression capillaire . . . . .	103
5.1.3	Cinématique . . . . .	103
5.1.4	Paramètres d'états . . . . .	106
<b>5.2</b>	<b>Stratégie retenue . . . . .</b>	<b>110</b>
<b>5.3</b>	<b>Matériel . . . . .</b>	<b>111</b>
5.3.1	La tomographie à rayons X . . . . .	111
5.3.2	Cellules d'essai . . . . .	116
<b>5.4</b>	<b>Corrélation d'images . . . . .</b>	<b>117</b>
5.4.1	Maillage de référence . . . . .	119
5.4.2	Taille et cinématique des fenêtres de corrélation . . . . .	119
5.4.3	Critère de ressemblance et méthode d'interpolation subvoxels . . . . .	121
5.4.4	Calcul des déformations . . . . .	122
<b>5.5</b>	<b>Segmentation des images de tomographie locale et quantités mesurées . . . . .</b>	<b>122</b>
5.5.1	Seuillage des images et incertitudes . . . . .	124
5.5.2	Taille des agrégats et des pores . . . . .	126
5.5.3	Taille du volume élémentaire représentatif . . . . .	127
<b>5.6</b>	<b>Détermination de la teneur en eau locale par la variation des niveaux de gris</b>	<b>131</b>
5.6.1	Principe de la méthode . . . . .	131
5.6.2	Choix des paramètres . . . . .	133

5.6.3	Relations entre les échelles d'observation . . . . .	136
5.6.4	Ajustement de la teneur en eau . . . . .	137
5.6.5	Résumé de la méthode . . . . .	138
<b>5.7</b>	<b>Résultats préliminaires . . . . .</b>	<b>140</b>
5.7.1	Chargement mécanique . . . . .	140
5.7.2	Imbibition à volume d'eau contrôlé . . . . .	148
<b>5.8</b>	<b>Conclusion . . . . .</b>	<b>150</b>

---

## 5.1 Mesures de champs à petites échelles

On entend par observations à petites échelles, les observations faites à une échelle plus petite que celle de l'éprouvette. Ainsi, n'importe quelle mesure locale, comme une mesure du déplacement vertical au centre d'une éprouvette lors d'un essai triaxial (par exemple effectuée par Burland et Symes (1982) parmi d'autres), serait considérée comme une observation à petite échelle. Cependant, bien que locale, l'information reste limitée à la surface extérieure d'une partie de l'éprouvette. Or, nous cherchons ici une information riche permettant de construire une représentation détaillée de l'échantillon au cours de son évolution, en d'autres termes, nous nous intéressons aux techniques d'imagerie et à leurs mesures de champs associées. En mécanique des sols, une représentation idéale fournirait à la fois une information sur l'état de contrainte et de déformation, mais aussi sur les paramètres d'état (teneur en eau, porosité) qui ont une grande importance dans le comportement des milieux poreux.

### 5.1.1 État de contrainte

Les premières études consacrées aux milieux granulaires et à leurs chaînes de contrainte à petites échelles semblent avoir été menées par Pierre Dantu dans les années 50-60 au Laboratoire des Ponts et Chaussées. Il a principalement exploité la photoélasticité de certains matériaux (pyrex, catalin, plexiglas, araldite) afin d'accéder aux chaînes de contrainte dans des milieux granulaires, le plus souvent à deux dimensions. Le principe est d'exploiter la variation d'indice de réfraction de ces matériaux (matériaux appelés biréfringent) en présence d'un état de contrainte - déformation. Les axes principaux de contrainte sont déduits des axes optiques principaux et leur intensité est obtenue par étalonnage. Cette technique a notamment dévoilé la grande hétérogénéité des chaînes de force au sein de matériaux pulvérulents comme le montre la figure 5.1(a) (Dantu 1967) tirée d'une séquence de chargement (chargement vertical croissant de gauche à droite) réalisée sur un matériau pulvérulent composé de cylindres de verre. Les grains non contraints apparaissent obscurs, contrairement aux grains contraints. Sur le même principe, mais à une échelle plus petite permettant d'accéder aux isochromes (lieu de même différence de contraintes principales), Oda *et al.* (1982) dévoilent l'apparition de grains sur-contraints dans la bande de cisaillement par rapport au reste de l'éprouvette (voir shear band dans la figure 5.2(a)). Cette observation locale permet d'expliquer le phénomène de dilatance, qui est par définition l'augmentation de volume à l'échelle macroscopique d'une éprouvette dense soumise à un cisaillement : l'augmentation de volume conduit à une diminution du nombre de contact par grain et une augmentation de l'intensité des forces transmises.

Les chaînes de forces d'éprouvettes tridimensionnelles peuvent aussi être déterminées, mais un traitement particulier est alors nécessaire. Voici quelques exemples de traitements possibles : (1) milieu figé puis découpé par couche pour un examen en lumière polarisée (voir figure 5.2(b) d'après Dantu (1968)), (2) milieu figé puis mesure de la surface des contacts entre grains déformables pour revenir à la force de contact, d'après la loi de Hertz (Dantu 1968), (3) milieu baigné dans un liquide de même indice de réfraction (Dantu 1967, Chanh 1968) pour accéder aux isostatiques dans une configuration plane ou axisymétrique (voir figure 5.1(b) d'après Dantu (1967)) ou (4) milieu illuminé par couche (découpage optique d'après Grédiac et Hild (2011)). A notre connaissance cette dernière technique n'a pas encore permis d'accéder à un état de contrainte

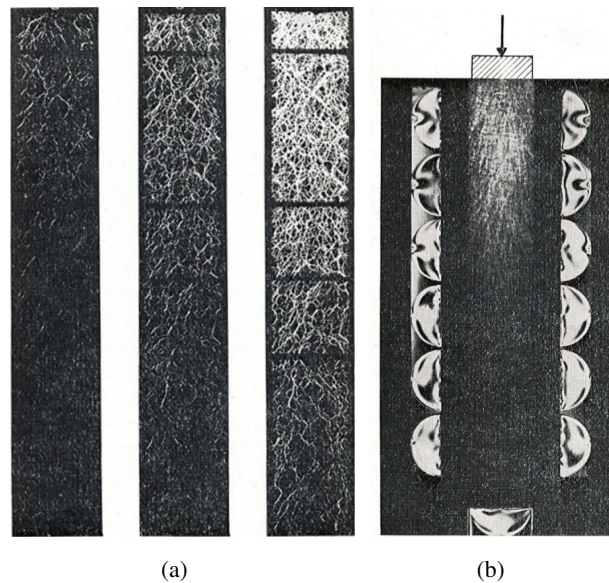


FIGURE 5.1 – (a) Chaînes de transmission des contraintes dans un modèle 2D de cylindres de verre polydisperses à 3 niveaux croissants de chargement vertical, d’après Dantu (1967). (b) Visualisation en lumière polarisée d’une éprouvette 3D de grains de pyrex sous chargement vertical. Les témoins photoélastique en forme de demi cercle donnent une mesure de l’effort normal transmis sur les parois latérales de la cellule, d’après Dantu (1967).

dans un milieu granulaire (méthode par exemple utilisée par Sadek *et al.* (2003) pour accéder uniquement aux déplacements par corrélation d’images). Ces méthodes ont surtout été développées et adaptées par Pierre Dantu aux matériaux granulaires photo-élastiques permettant d’accéder à une information locale de l’état de contrainte. Cette information fournit soit les composantes de contrainte-déformation lorsque les grains restent dans le domaine élastique, soit une simple information sur les niveaux relatifs de chargement à partir des niveaux d’illumination des grains contraints (voir figures 5.1(a) et 5.1(b)). Les sables naturels opaques comme le sable d’Hostun ne peuvent donc pas être étudiés par ces méthodes. De plus, les possibilités d’essai sont limitées car l’échantillon doit être de faible épaisseur pour que la lumière le traverse et être saturé, pour les configurations 3D, de telle sorte que les rayons lumineux ne soient pas réfractés en changeant de milieu.

La mesure expérimentale des contraintes locales dans les matériaux granulaires n’a semble-t-il pas beaucoup évolué depuis plus de 50 ans. Notons toutefois, les travaux récents de Hall *et al.* (2011), Alshibli *et al.* (2013) qui exploitent la variation d’angle de diffraction des rayons X ou neutron avec la distance interréticulaire, qui correspond à la distance entre deux plans cristallographiques. Ces études montrent qu’un niveau de chargement important (contrainte d’environ 40 MPa), appliqué sur une éprouvette de sable siliceux, entraîne une variation de cette distance interréticulaire. Pour l’instant, cette méthode demande un fort niveau de chargement et ne permet pas encore de connaître l’état de contrainte d’un grain quelconque présent dans une éprouvette de grandes dimensions.

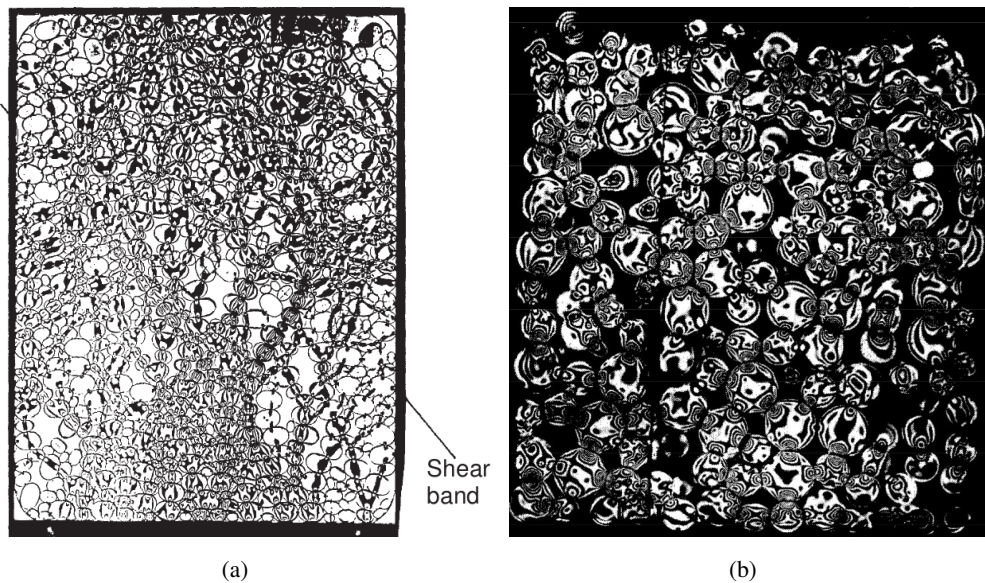


FIGURE 5.2 – (b) Tranche découpée et examinée en lumière polarisée d'un assemblage figé de sphères ayant subi un chargement hydrostatique, d'après Dantu (1968) ; (a) image en lumière polarisée d'un milieu granulaire à un état de contrainte résiduel, d'après Oda *et al.* (1982)

### 5.1.2 Pression capillaire

La pression capillaire locale reste à l'heure actuelle inaccessible à partir d'une simple image. Pourtant, la connaissance de la courbure moyenne de l'interface air-eau permettrait de connaître cette pression capillaire en utilisant l'équation de Laplace. Des outils existent déjà pour mesurer cette courbure dans des images tridimensionnelles (Bullard *et al.* (1995), van Wijk *et al.* (2010) ou encore accessible à partir d'un logiciel comme Avizo Fire). Quelques contraintes comme la résolution spatiale et le contraste entre les phases ne permettent pas encore d'obtenir une pression capillaire par imagerie avec précision. De plus, comme nous l'avons vu au chapitre 3, la connaissance de la pression capillaire seule ne suffit pas à connaître l'effort capillaire : effort d'attraction induit par l'eau entre plusieurs grains. En effet, la forme du pont capillaire et donc de la ligne triple permet de définir la surface "mouillée" sur laquelle le grain subit cette attraction capillaire. De plus, l'angle de contact au niveau de la ligne triple renseigne la direction de l'effort induit par la tension superficielle seule. Ainsi, les mesures conjointes de la pression capillaire, de la ligne triple et de l'angle de contact donneraient accès à l'effort capillaire à l'échelle du grain. Cette information serait précieuse dans l'étude du phénomène d'effondrement capillaire en plus d'enrichir, notamment, les modélisations par DEM.

### 5.1.3 Cinématique

Il existe de nombreuses méthodes pour mesurer les déplacements locaux d'un échantillon. Le mécanicien des sols, souvent plus intéressé par les déformations, peut alors dériver ce champ de déplacement en lui associant une base de mesure. Notons que, la photoélasticimétrie est quasiment la seule technique capable de fournir un champ de déformation sans mesurer préalablement un champ de déplacement (Brémand *et al.* 2011).



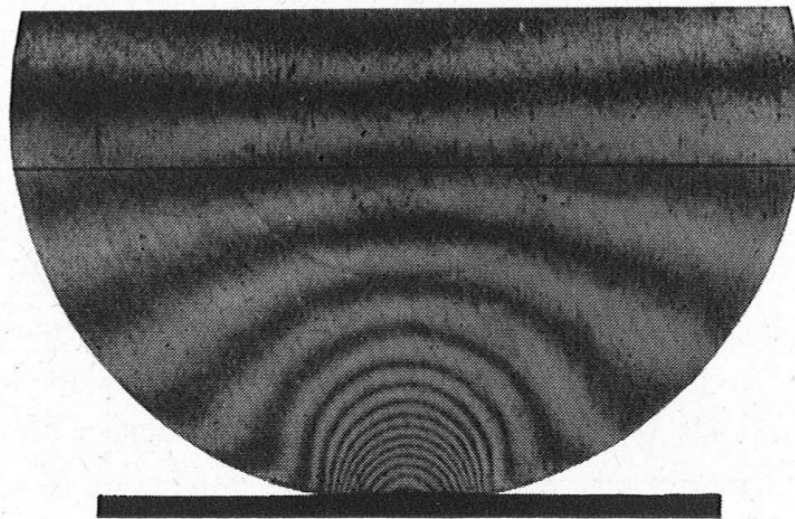


FIGURE 5.3 – Moiré obtenu avec un réseau témoin horizontal (déplacement vertical isolé) d'une sphère de 45 mm de diamètre sous 900 kg de charge, d'après Dantu (1962).

Suivant le type de géométrie (2D-3D) et de matériaux, différentes approches ont été développées : méthode des grilles, holographie, stéréophotogrammétrie, corrélation d'images. Toutes ces approches sont décrites dans l'ouvrage de Grédiac et Hild (2011), et nous choisissons d'aborder uniquement quelques méthodes qui ont prouvé leur efficacité dans l'étude des matériaux granulaires.

Par exemple, la loi de déformation d'une sphère a été étudiée expérimentalement par Pierre Dantu (Dantu 1962) en exploitant la méthode du moiré, une déclinaison de la méthode des grilles. Cette étude utilise deux trames carrées régulières (pas de  $50 \mu\text{m}$ ), l'une placée au centre de la sphère et l'autre à l'extérieur. Lorsque la sphère se déforme sous un chargement mécanique, la trame interne à l'objet se déforme aussi et les deux trames ne se superposent plus : des franges de moiré apparaissent. Puis connaissant le pas des trames et du réseau témoin (réseau permettant d'isoler une direction du déplacement), les franges de moiré donnent les lignes de niveau du déplacement, comme présentées dans la figure 5.3, d'après Dantu (1962). Avec cette méthode, une précision sur les déplacements au dixième de frange est courant, donc de l'ordre de  $5 \mu\text{m}$  dans cette étude. Bien que la géométrie étudiée soit ici tridimensionnelle (sphère), les déplacements restent confinés dans un plan de symétrie où le réseau a été inséré.

Sans avoir recourt à une grille rapportée et lorsque les déplacements restent principalement plans, des acquisitions photographiques de la surface extérieure de l'échantillon sont beaucoup plus courantes. Cette méthode a été largement utilisée au laboratoire 3SR (Desrues 1998, 2004) pour exploiter les résultats d'essais issus d'une cellule biaxiale en déformation plane ou issus du banc  $1\gamma 2\varepsilon$  (Hall *et al.* 2010b). A partir de ces images photographiques, la mesure des déplacements locaux est effectuée par stéréophotogrammétrie (Desrues et Duthilleul 1984) ou par corrélation d'images. Quelle que soit la méthode utilisée, la surface extérieure de l'éprouvette doit être texturée afin d'exploiter des marqueurs : naturels, comme en présence de particules visibles (Sadek *et al.* 2003, Hall *et al.* 2010b), ou bien artificiels en déposant, par exemple, des fines particules de peinture. La stéréophotogrammétrie est une technique optique qui permet de comparer deux images d'un même échantillon prises à deux instants différents sous un même angle de vue. Les

faibles différences entre les deux images sont détectées visuellement en présentant séparément chaque image à chaque œil de l'observateur. Une impression de relief s'en dégage aux endroits où les marqueurs se sont déplacés. La corrélation d'images numériques (CIN ou en anglais DIC pour Digital Image Correlation) offre aujourd'hui une quantification plus aisée et précise des déplacements, d'après Desrues *et al.* (2011). Cette technique, employée aussi bien pour des images 2D que 3D, sera détaillée ci-après car elle a été utilisée dans cette thèse.

Lorsque l'évolution de l'éprouvette n'est pas plane, les mesures en surface de l'éprouvette ne permettent pas de décrire précisément l'évolution interne de l'échantillon. Il devient alors nécessaire de "rentrer" dans l'éprouvette, sans bien sûr la détruire lorsque son évolution sous chargement est recherchée. Dans ce cas, la tomographie constitue la solution idéale car elle permet de cartographier en trois dimensions une quantité physique. Cette quantité dépend du type de sollicitation ou de rayonnement utilisé : ultra-sons, électrique, neutrons, rayons gamma, rayons X, magnétique, émission de positons. La majorité des techniques tomographiques exploitent l'atténuation du rayonnement (X, gamma, neutron ...) par l'éprouvette et sont considérées comme non-destructives. L'acquisition de plusieurs images de l'éprouvette sous différents angles permet, après une opération de reconstruction, de cartographier l'éprouvette en 3D et de suivre son évolution au cours du chargement. Le développement de ces techniques tomographiques permet aujourd'hui d'atteindre une vaste plage de résolutions spatiales et temporelles. L'outil d'analyse qui se prête le mieux à ces méthodes tomographiques est la corrélation d'images numériques. Lorsque la corrélation d'images tente d'apparier des sous-images issues de deux configurations différentes du même système, une référence et une déformée, de manière indépendante, la corrélation est appelée *locale*. Au contraire, si une information mécanique est connue à l'avance, l'appariement peut exploiter cette information et la corrélation sera alors *globale* (Bornert *et al.* 2011). Ces deux techniques de corrélation utilisent des fenêtres de corrélation généralement de forme simple. Pour des grains, le suivi local de chaque particule peut être effectué en choisissant une fenêtre de corrélation de même forme que le grain recherché (voir figure 5.4 d'après Hall *et al.* (2010a)), on parle alors de corrélation *discrète*. Une autre méthode, adaptée elle aussi aux milieux granulaires, est le suivi de grain par identification de propriétés (volume, surface, diamètres de Feret, etc) comme celle développée par Andò *et al.* (2012).

Malgré la cinématique singulière de chaque particule au sein d'une éprouvette de sol, les méthodes de corrélation volumique restent pertinentes lorsque les déplacements relatifs entre particules voisines sont faibles et que les fenêtres de corrélation ne sont choisies ni trop grandes, ni trop petites : de l'ordre de la taille caractéristique des grains (Hall *et al.* 2010a) ou de quelques grains Higo *et al.* (2013), Hall *et al.* (2010b). Le milieu est alors souvent étudié comme un milieu continu en interpolant, par exemple, le champs de déplacement pour déterminer le champs de déformation.

Notons que l'effort actuel porte sur la résolution spatiale des images. La taille des éprouvettes est alors souvent réduite et se pose la question de la représentativité de telles éprouvettes, en d'autres termes, celle de la taille critique en dessous de laquelle, les effets de bords, les conditions aux limites, la préparation de l'essai ou la stabilité de la chaîne d'essai et de mesure affectent le comportement du matériau et les mesures effectuées. Depuis les toutes premières études consacrées aux matériaux granulaires par tomographie (Desrues *et al.* 1996), la taille des échantillons de sable sec couramment employée aujourd'hui a été réduite d'un rapport d'environ 10 : de 100 mm à 11 mm de diamètre pour des essais triaxiaux sur le même sable d'Hostun HN31 Desrues *et al.* (1996), Hall *et al.* (2010a), Andò *et al.* (2012). Cette réduction de taille et les avancés techniques ont permis de

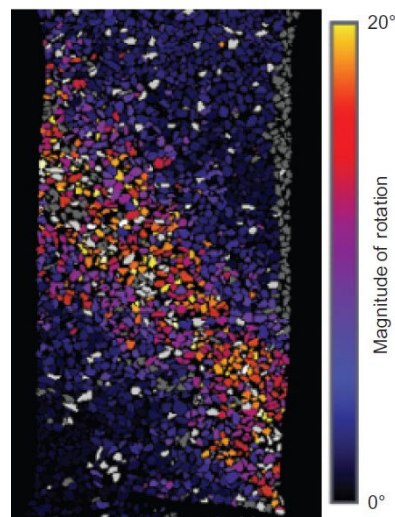


FIGURE 5.4 – Niveau de rotation des grains d’une éprouvette de sable sous chargement déviatorique au triaxial, d’après Hall *et al.* (2010a)

mesurer finement la cinématique des grains notamment dans la bande de cisaillement lors d’essais triaxiaux.

#### 5.1.4 Paramètres d’états

En mécanique des sols, les paramètres d’états comme la densité ou le degré de saturation affectent grandement la réponse mécanique et hydraulique des sols. Ainsi, la détermination de ces paramètres est systématiquement faite au laboratoire à une échelle macroscopique. A une échelle locale, cette détermination est moins évidente et plusieurs approches sont possibles. Par exemple, pour mesurer la porosité d’une éprouvette, il est courant de déterminer au laboratoire le volume de l’éprouvette et le volume des particules solides par pesée, alors que par imagerie deux méthodes sont généralement envisageables : (1) mesurer le volume des phases après une opération de seuillage des images ou (2) exploiter le niveau d’atténuation des images brutes. Cette dernière méthode, qui sera détaillée plus loin, exploite la dépendance entre l’atténuation du rayonnement et la quantité de matière.

La résolution des images influence souvent la méthode d’analyse retenue. Pour illustrer ce choix, la figure 5.5 présente trois sections horizontales d’images tomographiques par rayons X du même sable Hostun HN31 pour trois tailles d’éprouvettes et à trois résolutions différentes : éprouvette non-saturée de 70 mm de diamètre et de 50  $\mu\text{m}$  de taille de voxel (figure 5.5(a)), éprouvette non-saturée de 13 mm de diamètre et de 10  $\mu\text{m}$  de taille de voxel (figure 5.5(b)), éprouvette saturée d’air de 1.9 mm de diamètre et de 2.5  $\mu\text{m}$  de taille de voxel (figure 5.5(c)). A la vue de ces exemples, il semble naturel de privilégier la méthode par seuillage pour l’image 5.5(c) et le niveau moyen d’atténuation pour l’image 5.5(a). Concernant l’image de résolution intermédiaire (figure 5.5(b)), l’une ou l’autre des méthodes pourrait être utilisée mais à partir d’hypothèses et de vérifications différentes. Nous détaillons ci-dessous ces deux stratégies possibles.

La première méthode, qui est la plus souvent utilisée en présence de matériaux granulaires, néces-

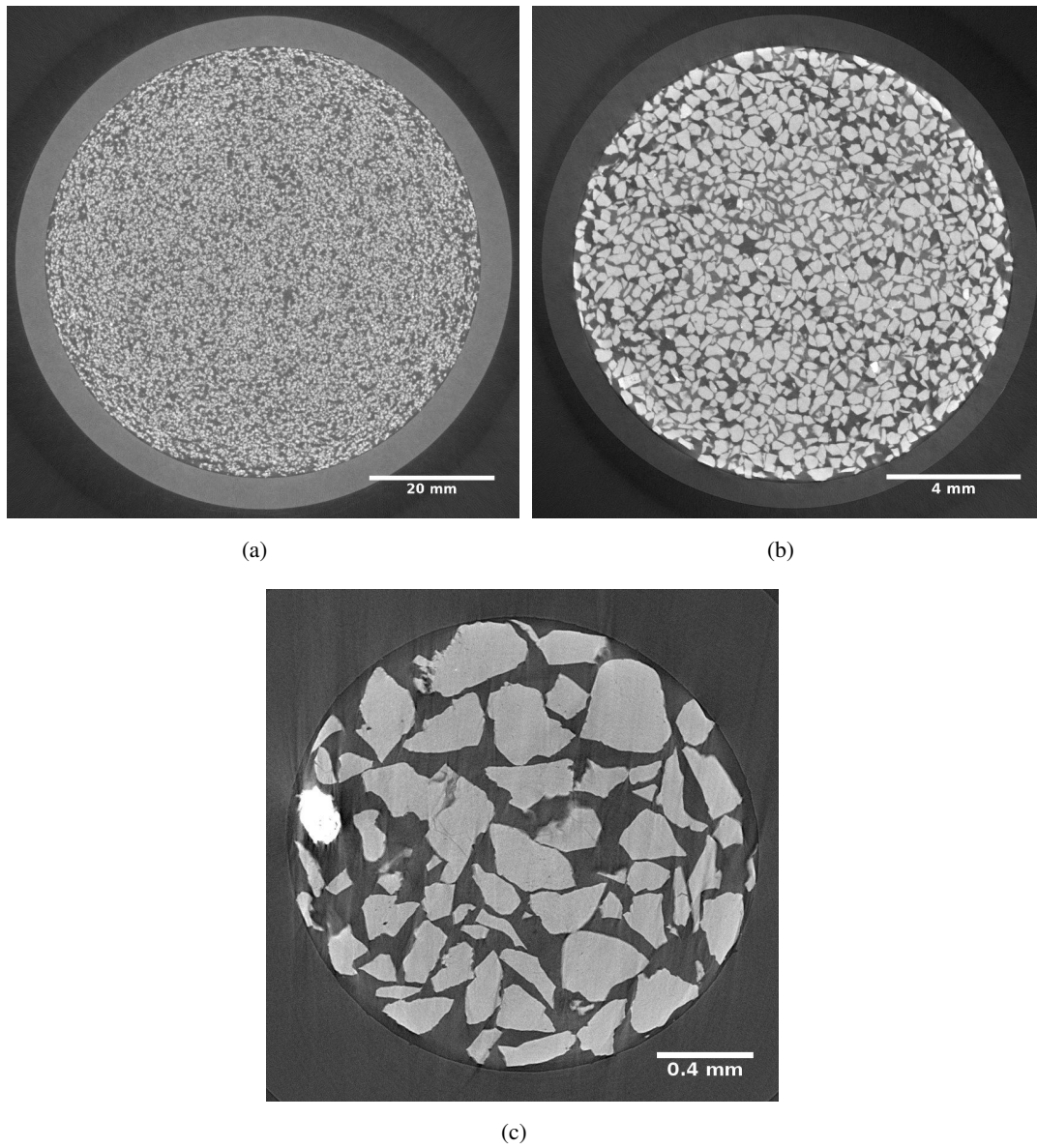


FIGURE 5.5 – Éprouvettes de sable d'Hostun, avec  $D$  le diamètre de la cellule et  $r$  la résolution de l'image : (a)  $D=70$  mm,  $r=50$   $\mu\text{m}$  ; (b)  $D=13$  mm,  $r=10$   $\mu\text{m}$  ; (c)  $D=1.9$  mm,  $r=2.5$   $\mu\text{m}$

site une résolution spatiale importante associée à des méthodes de traitement d'images adaptées. Le processus de traitement est généralement constitué d'une étape de filtrage (pour diminuer le bruit des images), de segmentation (pour constituer des entités qui correspondent par exemple aux phases solide, gazeuse et liquide dans le cas d'un sol non-saturé) et d'analyse. A chaque étape, une large palette d'outils existants peuvent être utilisés (voir par exemple Coster et Chermant (2001)) dont les plus classiques sont présentés ci-dessous, du plus simple au plus complexe pour chaque étape :

- filtrage : filtres moyen, médian, de diffusion anisotropique non-linéaire (Perona et Malik 1990),
- segmentation : seuillage global, ligne de partage des eaux (Beucher et Lantuejoul 1979),
- analyse : mesure des fractions volumiques, mesures morphologiques (granulométrie, distances, squelette, percolation ...), simulation numérique.

Il n'existe pas de règle quant à l'utilisation d'un outil plutôt qu'un autre et ceci principalement au cours des deux premières étapes de traitement que sont la filtrage et la segmentation. Un choix est souvent réalisé arbitrairement par l'expérimentateur et quelques critères très souvent basés sur l'histogramme des niveaux de gris de l'image peuvent indiquer la qualité du résultat (Oh et Lindquist (1999), Clausnitzer et Hopmans (1999), Kaestner *et al.* (2008) parmi d'autres). Notons que la segmentation d'une image est une technique qui offre l'avantage de fournir un résultat appréciable visuellement, tout en offrant la possibilité d'utiliser de nombreux outils de mesure, comme les outils d'analyse morphologique. Toutefois, toutes les mesures et méthodes de traitement utilisent des images composées de pixels ou voxels, donc sont par nature une représentation discrète d'une réalité continue. Cette discrétisation est une source d'imprécisions notamment pour les voxels situés aux interfaces entre plusieurs phases. Il est en effet difficile et même impossible, d'associer un voxel d'interface, qui porte une information moyennée sur au moins deux phases, à une des phases du milieu : cet effet est appelé effet de volume partiel (partial volume effect en anglais). Il est clair que cet effet s'intensifie avec la dégradation en résolution d'une image d'un même objet : par exemple la fraction solide sera déterminée plus précisément dans l'image 5.5(c) que dans l'image 5.5(b). Notons que des raffinements, comme les méthodes des Marching Cubes ou Level Set, tentent d'approcher au mieux ces frontières mal définies.

La deuxième méthode qui exploite directement la mesure d'atténuation du rayonnement X, gamma ou neutron (pour les plus utilisés), peut être vue comme plus flexible (peu ou pas de traitement) mais nécessite une opération d'étalonnage, comme effectuée par Desrues *et al.* (1996). Cette opération consistait à radiographier des échantillons secs à différentes densités, permettant alors de dégager une relation entre la densité de l'échantillon et son absorption moyenne. Dans ce cas, l'exploitation de la mesure d'absorption n'est pas réalisée pixel par pixel (ou voxel par voxel) mais sur un domaine plus large. En effet, en imagerie, comme pour n'importe quel moyen de mesure, une ou plusieurs sources de bruit viennent perturber le signal mesuré. En imagerie, les sources de bruit proviennent du caractère aléatoire du rayonnement détecté par l'imageur, de l'imageur lui même, de la méthode de reconstruction d'images, du bruit de numérisation (nombre limité de valeurs pour coder les images)... Afin de minimiser l'effet du bruit sur la mesure, ce qui revient à améliorer le rapport signal sur bruit, plusieurs voxels ou pixels sont utilisés pour moyenniser le signal. De plus, les phases doivent être homogènes sur le plan de leur d'atténuation lorsque la valeur brute de leur atténuation est exploitée, pour en déduire par exemple une porosité. En effet, on peut remarquer la présence d'oxydes métalliques qui apparaissent plus clairs dans les images 5.5(b) et 5.5(c) et qui influencent donc le niveau de gris moyen et donc faussent la mesure de po-

rosité ainsi obtenue. Remarquons aussi que pour des milieux granulaires non saturés, comme dans les images 5.5(a) et 5.5(b), une augmentation d'atténuation peut provenir d'une augmentation de densité et/ou d'une augmentation de saturation. Cette méthode n'est donc pas capable, en l'état, de séparer la contribution de la densité de celle de la saturation. Nous proposons sur ce point une approche, décrite dans la partie 5.6, permettant de découpler le problème. De plus, les artefacts ou défauts présents dans les images tomographiques, comme le durcissement de faisceau (augmentation apparente de l'atténuation en s'éloignant du centre de l'éprouvette) visible dans la figure 5.5(b), biaisent les mesures d'atténuations. Notons que ces défauts compliquent aussi l'analyse des images par segmentation. Cependant, l'estimation des erreurs de mesure paraît plus délicate en exploitant une mesure moyenne d'atténuation car la qualité du résultat ne peut pas être facilement appréciée par rapport à un résultat obtenu par segmentation. Malgré ce constat et quelle que soit la méthode choisie (segmentation ou atténuation moyenne), l'estimation des incertitudes de mesure n'est pas systématique, contrairement au cas des méthodes de corrélation d'images pour lesquelles des procédures efficaces existent (Bay *et al.* 1999, Bornert *et al.* 2009, Pannier *et al.* 2010, Amiot *et al.* 2013).

Sans considérer le bruit de mesure, les paramètres d'états sont intrinsèquement définis sur un volume suffisant de sol. En effet, si ce volume est pris trop petit, un paramètre d'état comme l'indice des vides, variera entre zéro et l'infini lorsque le domaine couvrira respectivement un pore ou un grain comme dans l'image 5.5(c). Ainsi, la notion d'indice des vides à cette échelle ne pourra pas être comparée aux indices des vides rencontrés en mécanique des sols. Le domaine doit donc être suffisamment grand pour que les paramètres aient un sens et puissent être comparés à des données macroscopiques. Cette notion de taille minimale est souvent associée à celle du volume élémentaire représentatif (VER) qui sera discutée dans cette thèse à travers deux aspects : la mesure des paramètres d'état et le comportement mécanique ou hydraulique du milieu.

L'utilisation des techniques tomographiques dans l'étude des sols non saturés a permis de traiter de nombreux phénomènes souvent liés à la répartition et au transport des phases fluides comme la propriété de rétention d'eau (Schaap *et al.* (2007), Brusseau *et al.* (2007), Porter *et al.* (2009), Culligan *et al.* (2004), Willson *et al.* (2012) parmi d'autres). Un agent dopant est parfois ajouté dans l'eau afin d'augmenter son absorption aux rayons X et faciliter la segmentation des images (Wildenschild *et al.* 2002, Brusseau *et al.* 2007). La tomographie neutron détecte quant à elle plus facilement l'eau (absorption du rayonnement neutron importante en présence d'éléments contenant des atomes d'hydrogènes) mais les résolutions ne sont pas aussi fines que celles offertes par la tomographie à rayons X (Koliji *et al.* 2010, Kim *et al.* 2011). De même, la résonance magnétique nucléaire (RMN) offre une grande sensibilité à l'eau, mais ne semble pas être adaptée pour cartographier précisément un volume 3D de sol (Jaeger *et al.* 2009, Zhao *et al.* 2010). Cependant, peu d'études par tomographie se sont intéressées aux effets de l'eau sur le comportement mécanique des sols. Notons toutefois, les études de Higo *et al.* (2011, 2013) qui étudient le phénomène de localisation à l'essai triaxial de sables non saturés par tomographie X, ou encore Koliji *et al.* (2010) par tomographie neutron, qui s'intéressent aux variations de volume d'une éprouvette d'agrégats d'argile sous variation de succion et de chargement mécanique.

## 5.2 Stratégie retenue

Nous avons choisi d'étudier le phénomène d'effondrement capillaire en nous servant de la tomographie à rayons X disponible au Laboratoire Navier depuis 2010. Il était donc naturel d'en profiter d'autant plus qu'une des particularités du microtomographe, est sa modularité lui permettant de recevoir une grande variété d'essais in-situ au sens de la l'imagerie, c'est-à-dire avec le système de chargement (hydrique, mécanique, thermique ...) placé directement sur la platine de rotation. Ceci permet d'éviter l'interruption de l'essai par un démontage-remontage et un déplacement de l'échantillon. De plus, les nombreux outils et savoir-faire apportés par Michel Bornert au laboratoire, comme la corrélation d'images numériques, volumique ou discrète, offrent l'opportunité d'utiliser ces moyens rapidement sans devoir les développer de nouveau.

Un des objectifs de cette thèse était donc de visualiser -par tomographie- et de quantifier -par corrélation d'images entre autres- l'effondrement capillaire à une échelle locale. L'idée initiale est donc d'observer localement un échantillon de sable humide sous conditions œdométriques et de le saturer. Dans ce type d'étude, la taille des éprouvettes pilote la résolution des images, faisant alors apparaître un premier dilemme : réduire la taille de l'éprouvette pour accéder à une définition précise de la microstructure, tout en gardant suffisamment de grains, ou plutôt d'agrégats dans notre cas, pour que l'échantillon de sol soit représentatif. Dans cette thèse, on considère une éprouvette comme représentative lorsque celle-ci se comporte de la même manière que son homologue de grande taille : il n'y a pas d'effet d'échelle. Ainsi, il aurait été possible de réaliser des essais au tomographe sur de petites éprouvettes d'environ 10 mm de diamètre (pour une taille de voxel associée d'environ  $10\mu\text{m}$  comme dans l'image 5.5(b)) et de vérifier après-coup, que leur comportement soit le même que celui présenté au chapitre précédent. Pour ce faire, il aurait alors fallu adapter les méthodes de préparation et de chargement aux cellules de petites tailles. En effet, les résultats préliminaires, présentés dans la partie consacrée au foisonnement du sable d'Hostun, montrent que l'indice des vides obtenu par analyse d'image sur des petites éprouvettes est assez différent des mesures macroscopiques réalisées sur de plus grandes éprouvettes.

Au contraire, l'autre solution consiste à garder intact la taille des éprouvettes. La résolution des images ne sera pas aussi précise que voulue et ne permettra donc pas de segmenter précisément toute l'éprouvette. Cependant, puisqu'il n'y pas de changement d'échelle, les images tomographiques seront "représentatives" des échantillons reconstitués jusqu'à présent au laboratoire. De plus, l'accès à une définition précise de la microstructure reste possible en utilisant la technique de tomographie locale dans laquelle une partie seulement de l'échantillon est analysée.

Nous avons choisi cette deuxième approche en couplant tomographies globale et locale sur des échantillons de grandes dimensions pour la tomographie, mais de dimension standard en mécanique des sols. Cette approche permet d'apprécier directement les résultats obtenus à l'échelle macroscopique. De plus, bien que le phénomène d'effondrement capillaire soit connu, celui-ci n'a pas encore fait l'objet d'étude par tomographie et corrélation d'images. Il nous semble donc important de traiter le problème par étapes en répondant tout d'abord à une première série de questions :

- La corrélation d'images est-elle capable de suivre une microstructure qui se déforme et qui s'imbibe ?
- Comment évolue la taille des agrégats au cours de l'effondrement ?

- Quelle est la taille minimale du VER permettant de considérer un sol granulaire effondrable comme un milieu mécaniquement continu ?

## 5.3 Matériel

Dans cette partie, le matériel et les méthodes utilisés dans l'étude de l'effondrement capillaire à petites échelles sont présentés. La présentation du principe de la tomographie à rayons X s'appuie sur les spécificités du microtomographe du Laboratoire Navier. Cette partie finit sur une présentation des cellules développées.

### 5.3.1 La tomographie à rayons X

#### 5.3.1.1 Le microtomographe du Laboratoire Navier

Le microtomographe du Laboratoire Navier est arrivé (voir figure 5.6(a)) peu avant le début de cette thèse. Ce microtomographe est le modèle Ultratom de la société RX-Solutions qui était à l'époque un prototype. Ses particularités sont : son extrême flexibilité en termes d'usages, sa capacité à permettre le couplage entre sollicitations et imagerie par des essais in situ et sa complémentarité avec les lignes de microtomographie Synchrotron Soleil en cours de construction. La résolution théorique la plus fine est de  $0,5 \mu\text{m}$ .

Le microtomographe est notamment équipé de :

- 2 générateurs de rayons X (parfois appelés tubes ou sources) : 1 générateur puissant dédié aux acquisitions les plus rapides (tube à réflexion micro foyer X-Ray XS 225D de Phoenix affichant une puissance maximale de 320 W et  $5 \mu\text{m}$  comme plus petite taille de foyer), et 1 générateur de très haute résolution permettant d'obtenir des résolutions sub-microniques (tube en transmission nano foyer X-Ray XS 160NF de Phoenix affichant une puissance maximale de 15 W et  $0,9 \mu\text{m}$  comme plus petite taille de foyer). Les deux générateurs sont ouverts afin de garantir une meilleure stabilité du flux de rayons X lors des acquisitions.
- 2 imageurs : 1 imageur de type 'flat panel' destiné aux acquisitions standards (Varian 2520 V comportant  $1920 \times 1536$  pixels sur une surface de  $193 \text{ mm} \times 242 \text{ mm}$ ), et 1 caméra CCD destinée aux acquisitions à très hautes résolutions (Photonic Science comportant  $4008 \times 2672$  pixels sur une surface de  $36 \text{ mm} \times 24 \text{ mm}$ ).
- 2 platines de rotation (creuse ou non) : chaque platine peut supporter jusqu'à 100 kg de chargement permettant de réaliser des essais in situ. La platine creuse permet de placer le centre de gravité de l'ensemble 'échantillon + équipement de sollicitation' au niveau de la platine de rotation, afin que l'axe de rotation reste aussi stable que possible durant l'acquisition.

La majorité des axes du microtomographe sont posés sur coussin d'air afin de diminuer les frottements et donc les vibrations en plus d'augmenter la durée de vie et la précision des éléments mobiles. L'ensemble de la plateforme pèse près de 10 tonnes, auxquelles doivent être ajoutées 10 autres tonnes correspondant à l'enceinte de protection contre les rayons X.

Un changement complet des générateurs a été effectué par RX-Solutions au cours de la thèse à cause de problèmes récurrents (stabilité du flux et durabilité des filaments) empêchant par moment l'utilisation du microtomographe. Des générateurs Hamamatsu de puissances équivalentes sont



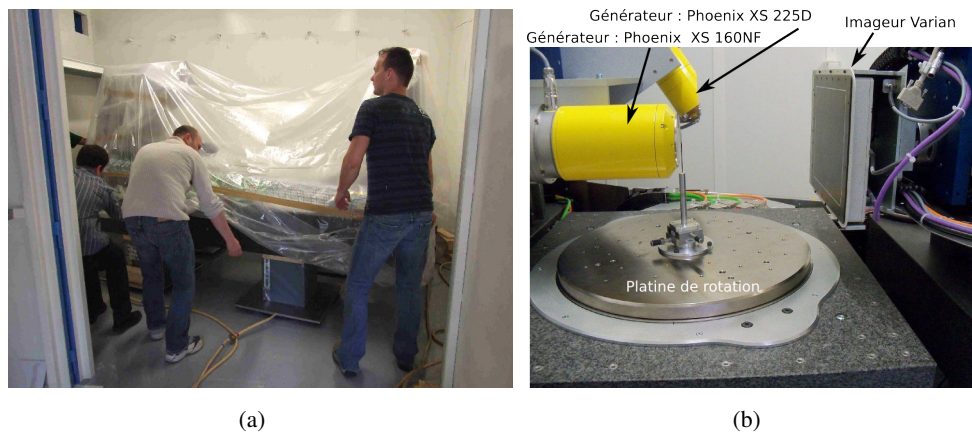


FIGURE 5.6 – (a) Arrivée le 27/04/2010 de l'ossature du microtomographe constituée du marbre en granit, de la platine de rotation et des axes verticaux et horizontaux ; (b) générateurs Phoenix, platine de rotation et imageur Varian du microtomographe.

venues remplacer les Phoenix. Cependant, la grande majorité des acquisitions réalisées au cours de cette thèse ont été menées avec les générateurs Phoenix (principalement le tube à réflexion), ce qui justifie pourquoi nous ne présentons pas les modèles de la société Hamamatsu. De plus, seul l'imageur Varian a été utilisé dans cette thèse.

### 5.3.1.2 Principes de fonctionnement

Dans cette partie, consacrée à la microtomographie à rayons X, nous présentons succinctement les principes fondamentaux de cette technique d'imagerie. Des informations plus complètes se trouvent dans la bibliographie (par exemple les livres de Hsieh (2009), Banhart (2008) ou certains articles (Ketcham et Carlson 2001)).

#### Le générateur

Dans une enceinte où règne un vide poussé, des électrons sont émis par un filament dans lequel circule un courant électrique. Ceux-ci sont accélérés en direction d'une anode par une différence de potentiel élevée (maxima de 160 et de 225 kV pour le tomographe du laboratoire selon la source) entre le filament qui sert de cathode et l'anode. Ces électrons entrent en collision avec la cible que constitue le métal de l'anode. Des rayons X sont alors produits par trois mécanismes illustrés dans la figure 5.7 tirée du livre de Hsieh (2009). D'une part, le ralentissement des électrons dans la matière produit un rayonnement de freinage comportant des rayons X (spectre continu : rayonnement continu de freinage ou Bremsstrahlung, voir 5.7(a)). D'autre part, les électrons, se déplaçant à une vitesse très élevée, ont une énergie cinétique suffisante pour perturber les couches électroniques internes des atomes de la cible. Ces atomes, dans un état excité, vont alors émettre des rayons X en retournant à leur état fondamental (spectre discret voir figure 5.7(b)). Enfin, le dernier mécanisme est l'émission d'un rayonnement de haute énergie de Bremsstrahlung lorsqu'un électron percute le noyau d'un atome : toute l'énergie cinétique est transformée en rayonnement X et, pour une différence de potentiel de 120kV, son énergie est d'environ 120keV. Ce dernier mécanisme est plutôt rare puisque le spectre d'énergie d'une cible, par exemple en tungstène

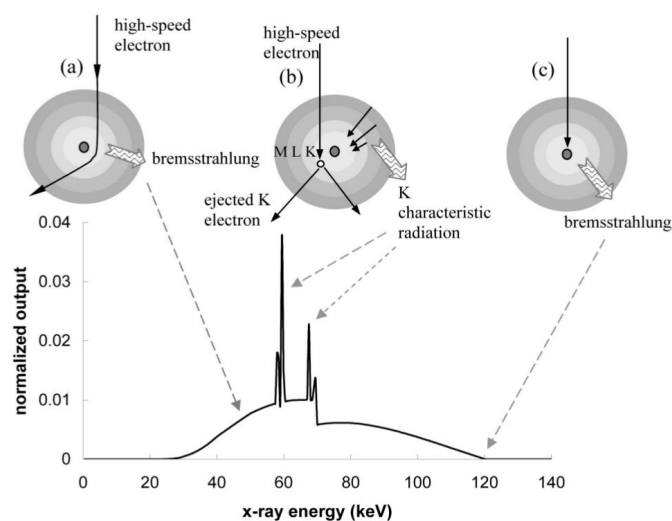


FIGURE 5.7 – Principe des interactions des électrons émis par la cathode avec l’anode (la cible) du générateur de rayons X et leur influence sur le spectre d’énergie des photons X émis. (a) Radiation de Bremsstrahlung générée lorsque les électrons sont décélérés par le champ électrique de la cible (rayonnement blanc ou continu). (b) Radiation caractéristique produite lorsqu’un électron à haute vitesse éjecte un électron d’un atome de la cible. Le retour à l’équilibre de l’atome en comblant cette perte par un nouvel électron, génère des photons X d’énergies caractéristiques de la couche électronique perturbée, et donc du type de la cible. (c) Un électron rapide frappe un noyau d’atome et génère des photons de hautes énergies en petite quantité (phénomène "rare", pas de pic visible dans le spectre) : toute l’énergie cinétique de l’électron est transformée en photons X. Le spectre d’énergie présenté correspond à une cible en tungstène. Une filtration est utilisée pour enlever les rayons X de basses énergies. Schéma et description tirés de Hsieh (2009).

comme dans la figure 5.7, ne présente pas de pic à hautes énergies. Une fraction importante de l’énergie dissipée par ces mécanismes d’interactions se présente sous forme de chaleur ( $\approx 99\%$  d’après Hsieh (2009)). Le reste est rayonné sous forme de photons X. De plus, notons que la différence de potentiel entre les électrodes contrôle l’énergie des photons X alors que l’intensité du courant électrique (de l’ordre de plusieurs dizaines de  $\mu\text{A}$  pour les sources utilisées) pilote la quantité de photons X.

### L’atténuation des rayons X

Lorsqu’un faisceau de rayons X pénètre un milieu matériel, on constate une diminution progressive de son intensité. Cette diminution du nombre de photons X, l’atténuation du faisceau, est due essentiellement à l’interaction des photons avec les électrons du matériau. Une partie de l’énergie incidente est dispersée, une autre absorbée et le reste transmis. Il existe plusieurs interactions entre les rayons X et la matière, mais seules la diffraction de Compton et d’absorption photoélectrique prépondèrent dans la plage d’énergie comprise entre 20 keV et 140 keV. Lors de l’absorption photoélectrique, l’énergie du photon X peut éjecter un électron d’un des atomes du matériau, cet électron devient alors un photoélectron. Un électron d’une couche supérieure vient donc remplacer l’électron éjecté ce qui libère de l’énergie sous la forme d’une radiation caractéristique, comme vu précédemment dans la figure 5.7 (b). Lors de la diffraction de Compton, un photon X incident

de plus haute énergie que précédemment, est capable de continuer son parcours même après avoir éjecté un électron de la matière. L'énergie restante du photon X lui permet d'être renvoyé dans une direction dite de déviation et participe donc à la création de bruit dans les images, qui croit avec l'augmentation de l'énergie des photons X.

La loi d'atténuation d'un matériau est généralement donnée par la loi de Beer-Lambert :

$$N = N_0 \exp \left( - \int_{y=cste} \mu(x, y) dx \right) \quad (5.1)$$

avec  $\mu(x, y)$  le coefficient d'atténuation linéique (qui prend en compte les différentes interactions avec la matière),  $x$  la direction du faisceau,  $N_0$  le nombre de photons émis,  $N$  le nombre de photons transmis. Pour un matériau hétérogène ( $\mu_i$ ) et un rayon polychromatique (comme présenté dans la figure 5.7 d'énergie variable  $E$ ), l'équation de Beer-Lambert devient :

$$N = \int_E N_0(E) \exp \left( - \int_{y=cste} \sum_i \mu_i(E, x, y) dx \right) dE \quad (5.2)$$

En effet, le coefficient d'atténuation est fonction du matériau et de l'énergie incidente, telle que le montre la formule ci dessous couramment présentée dans la littérature (Wildenschild *et al.* 2002) :

$$\mu(E) = a(E) \rho \frac{Z^m}{E^n A} + b(E) \rho \frac{Z}{A} \quad (5.3)$$

avec  $E$  l'énergie du rayon,  $\rho$  la densité du matériau,  $Z$  son nombre atomique et  $A$  son poids atomique. Les constantes  $m$  et  $n$  sont des constantes dépendantes respectivement de  $Z$  et  $E$ . Le premier terme correspond à l'atténuation par absorption photoélectrique (qui prédomine lorsque l'énergie des rayons X est inférieure à 50 keV) et le deuxième terme à la diffraction de Compton (qui prédomine pour des énergies supérieures à 100 keV d'après Hsieh (2009)). Concrètement, le contraste en atténuation entre différentes phases d'un échantillon va dépendre de l'énergie, comme le montre Ketcham et Carlson (2001) entre quatre minéraux (quartz, orthoclase, calcite, almandine, voir figure 5.8). Dans cet exemple, une énergie inférieure à 100 keV permet de différencier les quatre minéraux vis-à-vis de leur atténuation respective. A plus hautes énergies, les atténuations du quartz, de l'orthoclase et de la calcite sont trop proches pour pouvoir les différencier entre elles.

Le principe de la tomographie repose sur la mesure des coefficients d'atténuation  $\mu$  locaux au sein d'un matériau. Cette valeur d'atténuation que porte un voxel (un pixel 3D) est donc une moyenne volumique des atténuations présentes dans ce domaine, elles-mêmes étant une moyenne sur un domaine d'énergie  $E$  large en rayonnement polychromatique. Notons que le rayonnement sur synchrotron peut être quasiment monochromatique en plus de fournir des flux de rayons X très importants. Cela permet, par exemple, de scanner à deux énergies différentes (Dual Energy CT en anglais) pour faire ressortir certaines phases comme de l'eau iodée qui possède un pic d'absorption à 33.2 keV (Vinegar et Wellington 1987, Wildenschild *et al.* 2002, Brusseau *et al.* 2007).

### L'imageur

L'imageur est un élément important de la chaîne de mesure. Sa résolution, sa sensibilité et ses dimensions vont conditionner respectivement la résolution des images, les temps d'acquisition et le grossissement du système. L'imageur Varian convertit les photons X en lumière visible par le biais

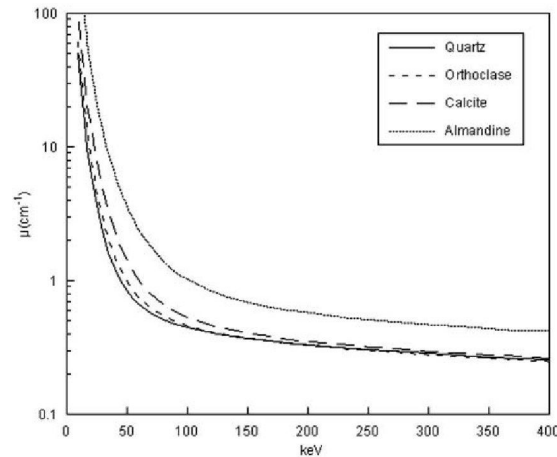


FIGURE 5.8 – Coefficient d’atténuation linéaire fonction de l’énergie des rayons X pour différents minéraux

d’un scintillateur. Une fraction de cette lumière est absorbée par des photodiodes et transformée en tension électrique qui est ensuite convertie en signal numérique, celui-ci étant finalement stocké sous forme d’images.

### La reconstruction

A partir de ces images d’absorption de l’éprouvette, prises sous différents angles de vues en faisant tourner l’éprouvette sur elle-même, la reconstruction cherche à cartographier les valeurs du coefficient d’atténuation  $\mu$  dans l’espace. Les méthodes de reconstruction sont complexes et peuvent être classées en trois familles (Valton 2007) : algébrique, analytique et statistique. Dans cette thèse, les reconstructions ont été réalisées à partir du logiciel Xact basé sur la méthode analytique (logiciel fourni par la société RX-Solution). Cette méthode utilise des formules analytiques d’inversion en considérant le système (générateur, échantillon, détecteur) comme continu. La rétro-projection filtrée est au cœur de cette méthode de reconstruction qui doit être de plus adaptée au faisceau conique et à la géométrie du microtomographe (Feldkamp *et al.* 1984). Cette méthode permet de reconstruire exactement le plan médian du volume (plan horizontal contenant le foyer du générateur). Le reste du volume est une approximation qui s’écarte de la solution plus on s’éloigne du plan central : des défauts caractéristiques, comme le défaut de faisceau conique (cone beam artefact en anglais), dégradent alors la qualité des images reconstruites. La rétro-projection se base sur le théorème de coupe-projection qui donne l’équivalence entre un image dans l’espace cartésien et sa transformée dans l’espace de Fourier. Ainsi, à partir d’un échantillon  $f(x, y)$  dont on connaît uniquement sa projection ( $p(x)$ ) obtenue sur une ligne du détecteur, il est possible de retranscrire cette projection dans l’espace de Fourier ( $P(u)$ ) comme illustré dans la figure 5.9. En multipliant le nombre de projections, l’espace de Fourier est détaillé et en appliquant la transformée de Fourier inverse aux données construites dans cette espace ( $F(u, v)$ ), il est possible de déterminer  $f(x, y)$  :

$$f(x, y) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} F(u, v) e^{i2\pi(ux+vy)} du dv \quad (5.4)$$

Malgré l’apparente simplicité du principe de reconstruction, de nombreuses difficultés apparaissent dans son implémentation comme le fait que les données soient discrètes dans l’espace

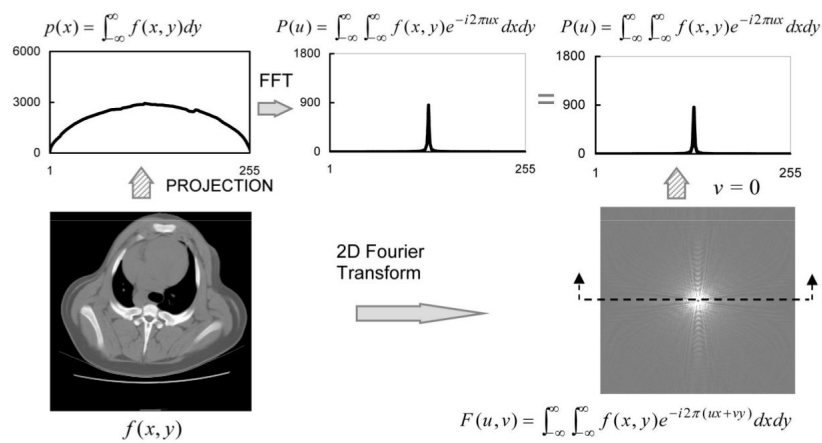


FIGURE 5.9 – Illustration du théorème de coupe-projection pour un angle de projection, d’après Hsieh (2009)

de Fourier et plus denses en son centre (d’où la nécessité d’interpoler et de filtrer les données dans cet espace). De plus, toutes les lignes du détecteur ne sont pas à la même distance de la source en géométrie conique et une pondération des projections est nécessaire.

Finalement, la reconstruction est effectuée en trois étapes d’après Valton (2007) :

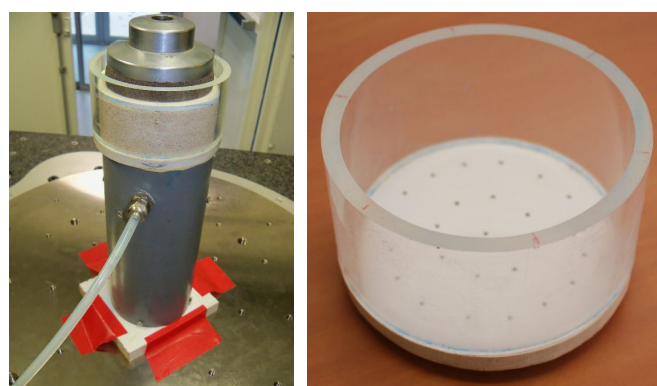
- pondération des projections,
- filtrage par un filtre rampe de chaque ligne du détecteur (dans l’espace de Fourier),
- rétroprojection et pondération des projections filtrées.

Les valeurs d’atténuation reconstruites sont stockées sous forme d’images. Ces images sont le plus souvent normalisées afin que la dynamique des atténuations soit entièrement codée par des valeurs entières (8bit, 16 bits). Le niveau de gris d’un voxel est donc une fonction de l’atténuation.

### 5.3.2 Cellules d’essai

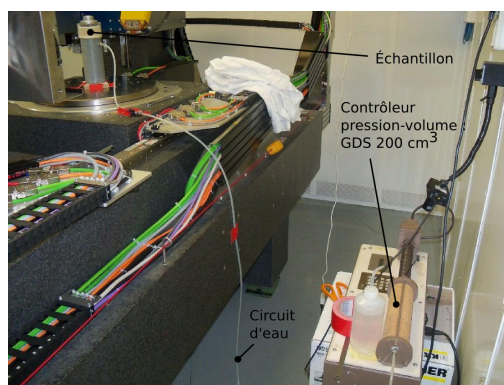
Deux cellules d’essais ont été mises au point et utilisées au microtomographe, avec ou sans système de contrôle de la pression capillaire. La première conception (c1), très basique, visait uniquement à tester la faisabilité des essais sur des éprouvettes de sable humide de grandes dimensions au sein du microtomographe. La cellule a un diamètre d’environ 80 mm de diamètre et une hauteur de 45 mm. La préparation des éprouvettes testées dans cette cellule est réalisée à partir de la première méthode de préparation p1, c’est-à-dire en trois couches d’environ 10 mm de hauteur. La figure 5.10(a) présente cette cellule positionnée sur la platine de rotation du microtomographe. Le support de la cellule est constitué d’un tube pvc fixé sur une plaque en bois. Un réservoir et une connexion d’eau permettent d’imbiber la cellule par le bas au travers des trous de 1,4 mm de diamètre visibles dans la figure 5.10(b). La figure 5.10(c) présente le circuit d’eau et le contrôleur pression-volume (GDS) qui a été utilisé pour imbiber à volume d’eau contrôlé une des deux éprouvettes des essais préliminaires. L’autre éprouvette a subi quant à elle un essai purement mécanique.

La deuxième cellule (c2) est présentée dans la figure 5.11. Ce montage reprend l’embase inférieure et la bague de fixation de la cellule œdométrique utilisée au chapitre précédent. Cependant, un tube



(a)

(b)



(c)

FIGURE 5.10 – Cellule d'essai (c1) : (a) positionnée sur la platine de rotation pour l'essai d'imbibition à volume d'eau contrôlé ; (b) zoom sur la cellule présentant les trous d'injections ; (c) dispositif complet avec système d'apport d'eau

en PMMA de 70 mm de diamètre intérieur et d'épaisseur 5 mm remplace la cellule d'origine en acier inoxydable. Dans ce tube est positionné à une certaine hauteur (pour permettre d'approcher et de centrer le foyer du tube sur l'éprouvette) une céramique tenue par un anneau métallique (voir 5.11(b)). Cet anneau, de même épaisseur que la céramique (5 mm), absorbe fortement les rayons X et dégrade localement la qualité des images comme nous le verrons. L'étanchéité est assurée par des joints toriques (liaisons embase-tube et anneau-tube) et un collage (anneau-céramique). Ce montage permet de mettre en dépression le réservoir d'eau jusqu'à théoriquement 50 kPa (pression d'entrée d'air de la céramique indiquée par Soilmoisture).

## 5.4 Corrélation d'images

La corrélation d'images permet de mesurer un champ de déplacement à partir d'une recherche de similarités entre deux images. Les corrélations d'images 3D présentées ci-après ont toutes été réalisées à partir du logiciel CMV-3D, principalement développé par Michel Bornert avec les contributions de Yannick Pannier et Pascal Doumalin (Bornert *et al.* 2004, 2009, Pannier *et al.* 2010, Hall *et al.* 2010a). Les méthodes de corrélation disponibles dans ce logiciel sont les méthodes continues et discrètes de corrélation d'images volumiques (Lenoir *et al.* 2007, Hall *et al.*

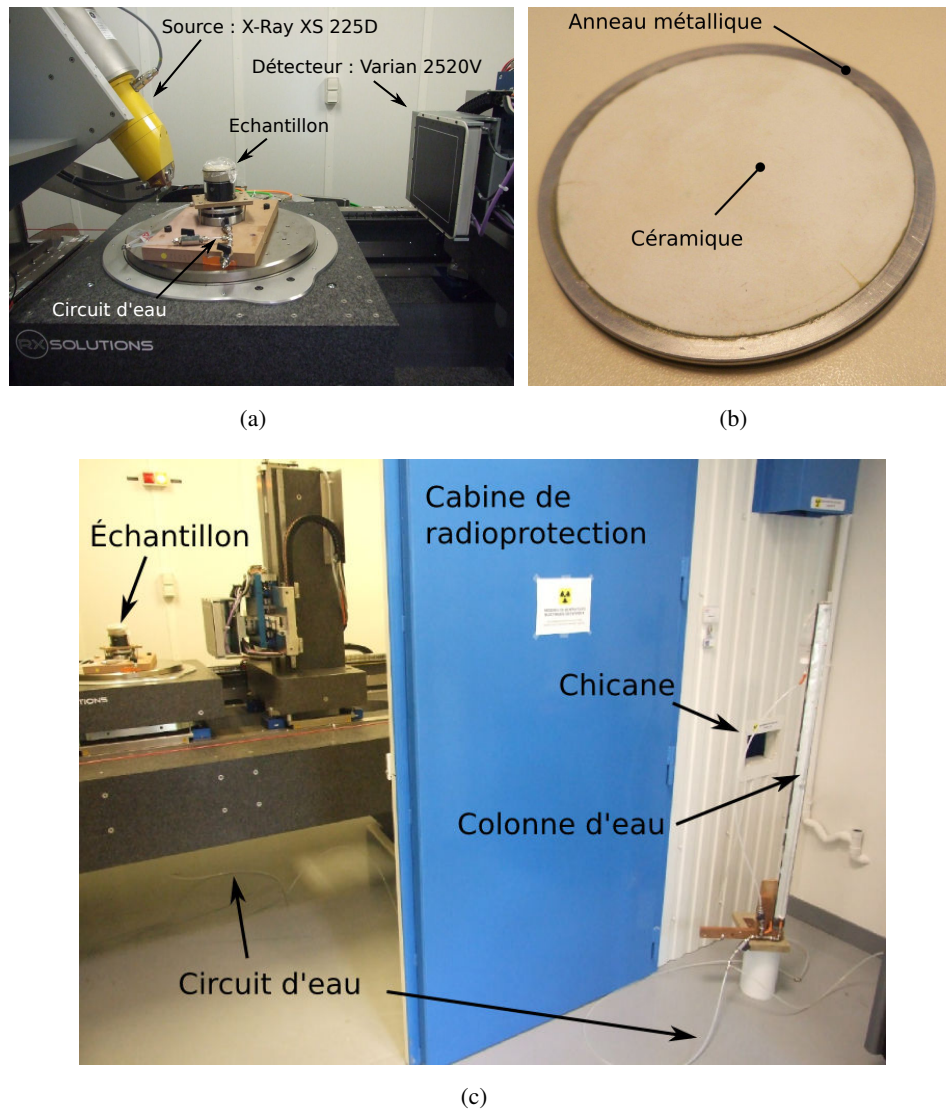


FIGURE 5.11 – Cellule d’essai (c2) : (a) générateur, échantillon, imageur ; (b) anneau métallique muni d’une céramique de 50 kPa de pression d’entrée d’air, (c) colonne d’eau à l’extérieur de la cabine de radioprotection.

2010a), toutes les deux par une approche locale et non globale (aucune régularisation du champ de déplacement n'est intégrée dans l'approche locale (Bornert *et al.* 2011)). La corrélation discrète, qui permet de suivre des grains individuellement à partir d'une segmentation préalable des images (Hall *et al.* 2010a), n'a pas été utilisée dans cette thèse en raison de la taille des échantillons étudiés et des résolutions associées ( $25 \mu\text{m}$  au mieux pour un  $D_{50}$  des grains d'environ  $300 \mu\text{m}$ ). Par conséquent, seule la corrélation volumique continue locale nous a servi à mesurer les déplacements locaux des éprouvettes au cours des étapes de chargement. La méthode générale de cette corrélation d'images volumiques consiste à définir un maillage de référence, une taille de fenêtre de corrélation, un critère de ressemblance, une méthode de recherche a priori et une méthode d'optimisation subvoxel pour déboucher par post-traitement à un champ de déformations. Ces points sont abordés ci-dessous d'une façon pratique : nous ne rentrons pas dans des détails numériques ou mathématiques qui ne font pas l'objet de cette thèse (voir plutôt Bornert *et al.* (2004)).

### 5.4.1 Maillage de référence

La première étape consiste à créer un maillage de points de mesure qui couvre l'ensemble de la zone d'intérêt c'est-à-dire, dans notre cas, l'ensemble de l'échantillon dans son état initial. L'espacement entre ces points peut être régulier ou quelconque. Cependant, il est souvent privilégié un espacement régulier afin que la base de mesure des déformations soit constante dans le volume assurant une précision homogène. Ces points définissent les centres des fenêtres de corrélation, domaines sur lesquels l'appariement est effectué entre l'image de référence et l'image déformée. Il est courant de choisir un espacement régulier égal à la taille des fenêtres de corrélation. Ces fenêtres sont donc adjacentes exploitant au mieux toute l'information disponible dans les images tomographiques (voir figure 5.12). Le recouvrement des fenêtres de corrélation est possible mais peut entraîner un biais dans le calcul des déformations (Bornert *et al.* 2011).

### 5.4.2 Taille et cinématique des fenêtres de corrélation

La taille des fenêtres de corrélation joue un rôle important dans la corrélation d'images volumiques notamment sur les incertitudes de mesure, la performance de la corrélation (nombre d'appariements réussis) ou encore la rapidité des calculs. Puisqu'un champ de déplacement local est recherché, il est tentant de réduire au maximum la taille des fenêtre de corrélation, et pourquoi pas de prendre une taille d'un voxel. De ce cas extrême, la corrélation reviendrait à chercher les deux voxels portant le même niveau de gris : cette approche est illusoire du fait de la présence de bruits (de photon, de numérisation ...) mais surtout de l'absorption homogène des phases solide, liquide et gazeuse présentes dans l'échantillon. Par conséquent, plutôt que de prendre le niveau de gris de chaque voxel, qui reflète une valeur d'atténuation ponctuelle, comme moyen de comparaison entre les images, un domaine plus large est utilisé, appelé fenêtre ou domaine de corrélation. Ce domaine est alors composé de plusieurs voxels ayant une certaine organisation, en d'autres termes, le domaine porte une texture. L'objectif de la corrélation est de retrouver cette texture de l'image de référence, dans l'image déformée. Pour des images issues de milieu granulaires, il est nécessaire d'éviter de prendre des fenêtres de corrélation trop petites qui s'inscriraient alors dans certains pores ou grains, ne présentant pas de texture particulière. Voilà pourquoi la taille minimale des fenêtres de corrélation est souvent supérieure à la taille des plus gros éléments présents dans



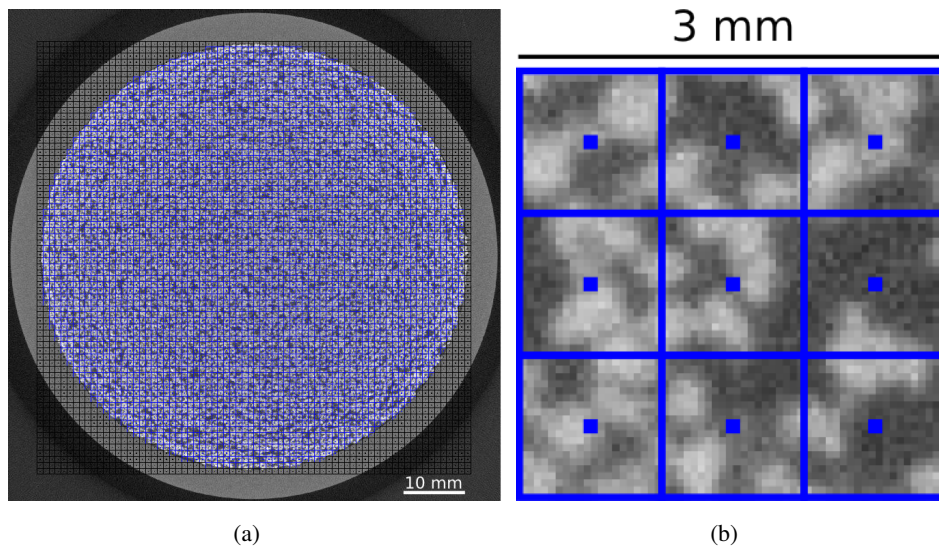


FIGURE 5.12 – Maillage des fenêtres de corrélation : (a) coupe horizontale d'une image tomographique présentant le maillage de référence utilisé pour la corrélation ; (b) zoom sur quelques fenêtres montrant la texture locale de l'image. Les carrés bleus sont les fenêtres de corrélation (en réalité cubiques) de 1 mm de côté placées côte-à-côte. Les carrés noirs sont des fenêtres de corrélation *désactivées*, c'est-à-dire qui ne sont pas recherchées dans l'image déformée.

l'image, à savoir des grains dans des arrangements denses (Hall *et al.* 2010a,b, Higo *et al.* 2013). Pour nos éprouvettes constituées d'agrégats, la taille des pores est grande devant la taille des agrégats et donc des grains (voir figure 4.10 page 80). La taille minimale est alors prise supérieure à la taille des pores et non des grains. En pratique, nous avons choisi un cube de 1 mm de côté comme fenêtre de corrélation pour la majorité des analyses par corrélation d'images (voir figure 5.12). Inversement, il aurait été possible de choisir des tailles de fenêtres de corrélation très grandes fournissant alors une texture riche à exploiter. Cependant, ceci conduirait à un nombre plus petit de fenêtres de corrélation adjacentes dans l'échantillon, et compliquerait fortement la corrélation car un simple mouvement de corps rigide ne permettrait pas de représenter au mieux l'évolution de ces grandes fenêtres de corrélation qui devraient se déformer. A plus petite échelle, les grains étant considérés comme rigides, l'hypothèse d'un mouvement de corps rigide reste pertinente. Nous introduisons donc une hypothèse sur la cinématique des fenêtres de corrélation. Cette hypothèse permet de donner un certain nombre de degrés de liberté aux fenêtres de corrélations au cours de l'appariement : 3 inconnues de translation pour une simple translation, 3 rotations et 3 translations pour un mouvement de corps rigide, ou d'ordre supérieur lorsque la fenêtre de corrélation peut en plus se déformer. Plus la cinématique est riche et plus le nombre d'inconnues augmente. En pratique, ce raffinement est rarement utilisé dans les études consacrées aux matériaux granulaires (Hall *et al.* 2010a, Higo *et al.* 2013) sans doute parce que les déformations locales mesurées sont faibles (10% serait acceptable d'après Bornert *et al.* (2004)) et que les grains sont indéformables. Nous avons adopté le choix d'une cinématique de translation pure dans nos analyses.

### 5.4.3 Critère de ressemblance et méthode d'interpolation subvoxels

Visuellement, l'expérimentateur est capable de déterminer la cinématique d'une surface texturée qui se déforme. En trois dimensions, cela devient plus compliqué, fastidieux et reste toujours une opération dépendante de l'expérimentateur. De plus, l'information étant par nature déjà codée numériquement, il est naturel de la traiter par des moyens informatiques et donc d'automatiser l'appariement. Un critère de ressemblance est donc nécessaire pour choisir la translation qui décrit au mieux le déplacement de la fenêtre de corrélation considérée. De plus, la meilleure des translations signifie que d'autres ont été testées dans un domaine de recherche limité afin de réduire les temps de calcul et d'éviter de possibles erreurs d'appariement grossières. Concernant le critère de ressemblance, appelé aussi coefficient de corrélation, plusieurs formulations sont proposées dans la bibliographie (Ackermann 1984, Chu *et al.* 1985, Bruck *et al.* 1989, Grant 1997). Celle utilisée dans CMV-3D est basée sur un coefficient adapté à des images qui peuvent, au cours des acquisitions, varier en termes de contraste et de brillance. Son expression est donnée par exemple par Lewis (1995), Lenoir *et al.* (2007), Bornert *et al.* (2011). Ce critère vaut zéro lorsque la ressemblance est parfaite (rare en pratique du fait de la présence de bruits) et au contraire 1 en l'absence de ressemblance. A partir de ces valeurs ponctuelles du coefficient de corrélation déterminées dans le domaine de recherche, le minimum global de ce coefficient est recherché, renseignant alors le déplacement au voxel près de la fenêtre de corrélation. En l'état, la mesure du déplacement est susceptible d'être fautive d'un voxel au maximum. Cette erreur, pour les images présentées ci-après, serait alors de  $50\mu\text{m}$ , somme toute petite comparée à la taille des éprouvettes. Cependant, la dérivation de ce champ de déplacement "grossier" pour accéder au champ de déformations locales génère d'importantes incertitudes sur ce dernier. Par exemple, en reprenant le maillage des fenêtres de corrélation retenu, à savoir des fenêtres adjacentes cubiques de 1 mm ou 20 voxels de côtés, l'erreur commise sur les déformations principales serait de  $1/20$  dans le cas le plus défavorable, donc 5%. Pour la déformation volumique, l'erreur maximale atteint  $5\sqrt{3} \simeq 8,7\%$ . Ces erreurs ne sont donc pas négligeables à cette échelle d'observation de la taille des fenêtres de corrélation. A l'échelle de l'échantillon de 30 mm de hauteur, l'erreur sur la déformation verticale décroît pour atteindre  $0,05/30 \simeq 0,2\%$  entre deux points de mesures situés en haut en en bas de l'échantillon, une valeur assez faible. De plus, comme plusieurs fenêtres de corrélation mesurent le déplacement des surfaces supérieure et inférieure, au nombre d'environ 4000 par surface dans nos tests, l'erreur sur la déformation verticale moyenne serait d'environ  $0,05/(30\sqrt{4000}) \simeq 0,02\%$  d'après Bornert *et al.* (2004). Cependant, comme l'objectif est d'observer une échelle plus petite que l'échelle de l'échantillon, l'erreur commise sur le champ de déformation à l'échelle locale n'est pas acceptable. C'est la raison pour laquelle des méthodes d'interpolation subvoxels sont mises en œuvre afin de réduire les erreurs de mesure des déplacements. La procédure consiste à interpoler les valeurs de niveaux de gris pour assurer leur continuités entre voxels voisins. Le coefficient de corrélation peut donc être évalué quelle que soit la position des fenêtres de corrélation (position entière ou non) et des méthodes numériques permettent d'optimiser la recherche du minimum global : descente de premier gradient (utilisé dans cette thèse avec une interpolation bilinéaire des niveaux de gris, chacun d'eux intégrés dans CMV-3D, voir Bornert *et al.* (2004)), Newton Raphson, Levenberg-Marquardt, etc, (Bruck *et al.* 1989, Lewis 1995, Bornert *et al.* 2011). La précision sur la mesure des déplacements peut alors atteindre  $1/100$  de voxel lorsque les images sont faiblement bruitées et présentent un bon contraste (Bornert *et al.* 2004). Dans notre cas, cela entraînerait une incertitude sur les déformations locales d'environ 0,05%.

#### 5.4.4 Calcul des déformations

La corrélation d'images étant réalisée, nous avons vu qu'il est intéressant de déterminer les déformations. Cette étape peut encore être opérée de différentes manières, notamment présentées par Feissel (2011). Nous avons choisi d'utiliser la méthode inspirée de la méthode des éléments finis : le champ de déplacement est cette fois-ci interpolé dans chaque cellule formée de 8 nœuds dans notre cas : ces nœuds sont les centres des fenêtres de corrélation. Nous avons choisi une interpolation trilineaire (linéaire dans chaque direction) et la dérivation de ce champ de déplacement rendu continu devient aisée. Plutôt que de présenter le champ de déformation continu par cellule, nous nous limitons à calculer le tenseur des déformations moyennes par cellule. L'hypothèse des petites perturbations (HPP) retenue ici, permet de calculer simplement le tenseur moyen qui est égal au tenseur des déformations exprimé au centre de la cellule. Si l'HPP n'est pas formulée, une approximation de cette intégrale est généralement obtenue à partir des points de Gauss. Ce post-traitement des déformations a été développé dans une macro Imagej. Les données d'entrée de ce code sont les positions des fenêtres de corrélation issues de CMV-3D pour obtenir en sortie les déformations locales pour chaque cellule. Ce code utilise des formules analytiques reliant directement les déformations moyennes aux déplacements. Notons que les déformations ne sont pas calculées lorsque le déplacement d'un des nœuds de la cellule n'est pas connu. Ainsi, l'absence d'appariement pour une fenêtre de corrélation entraîne une perte de 8 cellules au maximum.

### 5.5 Segmentation des images de tomographie locale et quantités mesurées

Deux types de volumes ont été obtenus par tomographie aux rayons X que nous qualifierons de globale ou locale. Les tomographies globales fournissent une image de l'ensemble de l'éprouvette avec une taille de voxel d'environ  $50 \mu\text{m}$ . Les tomographies locales permettent de réduire la taille des voxels, mais une partie seulement de l'éprouvette peut être reconstruite. Nous avons choisi une taille de voxel de  $25 \mu\text{m}$  pour ces tomographies, en nous focalisant sur la partie centrale de l'éprouvette. La figure 5.13 présente la tomographie globale ainsi que le volume couvert par une tomographie locale (traits pointillés). Dans la suite, la taille des voxels est confondue avec la résolution des images.

Les volumes de  $50 \mu\text{m}$  de résolution sont analysés par corrélation d'images et par variation de niveau de gris. Dans ce cas, toutes les mesures se feront par rapport à un état de référence qui sera le plus souvent l'état initial de l'éprouvette avant chargement. Nous présenterons alors une méthode permettant d'obtenir une teneur en eau locale, connaissant une variation de niveaux de gris et une variation de porosité locale obtenue par corrélation d'images.

Les volumes à  $25 \mu\text{m}$  de résolution sont quant à eux analysés en isolant un volume d'étude spécifique (voir le cube de la figure 5.13), permettant d'apporter des informations sur la microstructure de l'échantillon. Deux types d'informations sont recherchées : la granulométrie des phases et l'homogénéité spatiale des mesures. Notons que les deux essais préliminaires, à savoir un chargement mécanique et une imbibition continue à volume d'eau contrôlé présentés ci-après, ont été exclusivement analysés par tomographie globale. De ces essais, l'estimation des erreurs de mesure par variation de niveaux de gris est proposée.

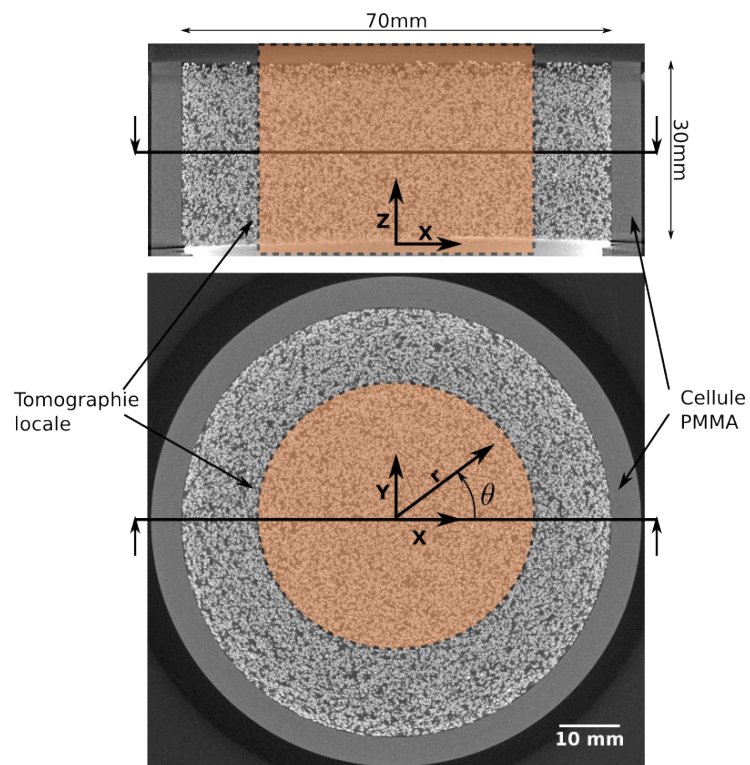


FIGURE 5.13 – Coupe verticale (haut) et horizontale (bas) de la tomographie globale d'un échantillon dans son état initial. Les traits pointillés correspondent au volume reconstruit par la tomographie locale. Le cube en trait continu délimite la zone d'étude dans l'analyse locale par segmentation.

Dans cette partie, nous présentons la méthode utilisée pour obtenir des informations sur la microstructure à partir des images de tomographie locale. La première étape consiste à définir un domaine d'étude. Puis, le seuillage de ce domaine est effectué. Enfin des quantités d'intérêts sont mesurées : fraction volumique, granulométrie, critères d'homogénéité.

### 5.5.1 Seuillage des images et incertitudes

La taille du volume isolé et analysé par traitement d'images est volontairement pris plus petit que le volume reconstruit issu des tomographies locales. En effet, on retrouve dans ces tomographies, la présence d'artefacts aux bords de l'image. Le cube présenté dans la figure 5.13 est finalement retenu car il présente une bonne stabilité du niveau de gris au cours de l'essai. Ce cube est appelé volume isolé ou segmenté et mesure 18,7 mm de côté.

Le traitement d'image a été réalisé à partir de la librairie Population (<http://www.population-image.fr/>, voir aussi Tariel 2009) interfacée avec le langage de programmation Caméléon (<http://www.shinoe.org/cameleon/>, voir aussi Cugnon de Sevrécourt et Tariel 2011). La première étape consistait à réduire le bruit de l'image tout en conservant une bonne définition des frontières entre les phases. Cette étape a été opérée par le filtre de diffusion anisotropique non-linéaire (Perona et Malik 1990). Les paramètres de ce filtre ont été ajustés manuellement. Les mêmes valeurs de paramètres sont conservées pour toutes les images de l'essai d'imbibition à pression capillaire contrôlée (20 itérations,  $\kappa=40$  et  $\sigma=2$ ). L'image est ensuite seuillée en utilisant le minimum local de l'histogramme de l'image filtrée. Les résultats de ce processus de traitement sont montrés dans les figures 5.14 et 5.15. L'image présentée dans la figure 5.14 est issue de l'échantillon à son état initial avant imbibition. Une seule valeur de seuillage peut objectivement être trouvée car deux pics seulement sont présents dans l'histogramme (voir figure 5.15). L'eau ne peut être isolée ni partir de l'histogramme ni même visuellement sur les images : l'eau est en faible quantité, située dans les plus petits pores ainsi que, sans doute, sous forme d'un film d'eau autour des grains. Ainsi le seuillage semble réunir en une seule phase, la phase solide et la phase liquide. Cette phase mixte est appelée agrégats dans la suite. Son histogramme (voir figure 5.15) présente une distribution moins bien centrée autour de son pic que l'histogramme de la phase air. Ceci confirme que la phase agrégat comporte plus d'une phase.

Une importante problématique en traitement d'image est la quantification des incertitudes de mesure. Il n'existe pas à notre connaissance de cadre théorique simple permettant de caractériser l'effet d'une chaîne de traitements d'images sur le résultat d'une mesure. Par exemple, il serait intéressant d'estimer le bénéfice d'un filtre sur la qualité finale d'un résultat. Différents critères comme le niveau de bruit, la dynamique de l'image ou encore la qualité des frontières peuvent être utilisés. Cependant en imagerie, l'œil reste encore souvent le meilleur des outils pour apprécier la qualité d'une image. Mais alors quelle confiance pouvons nous accorder aux résultats ?

Une approche simple basée sur la notion de coefficient de sensibilité est proposée ici pour quantifier l'influence du seuillage sur, par exemple, la mesure de fraction d'air. Ce coefficient de sensibilité, qui s'exprime comme la dérivée de la fraction d'air par rapport au niveau de seuillage, est finalement donné par l'histogramme normalisé présenté dans la figure 5.15. Ce coefficient vaut 0,46% pour un seuillage à 150. En d'autres termes, une incertitude de dix niveaux de gris sur ce niveau de seuillage (niveau de seuillage possible compris dans l'intervalle [145 ;150]) conduit à une in-

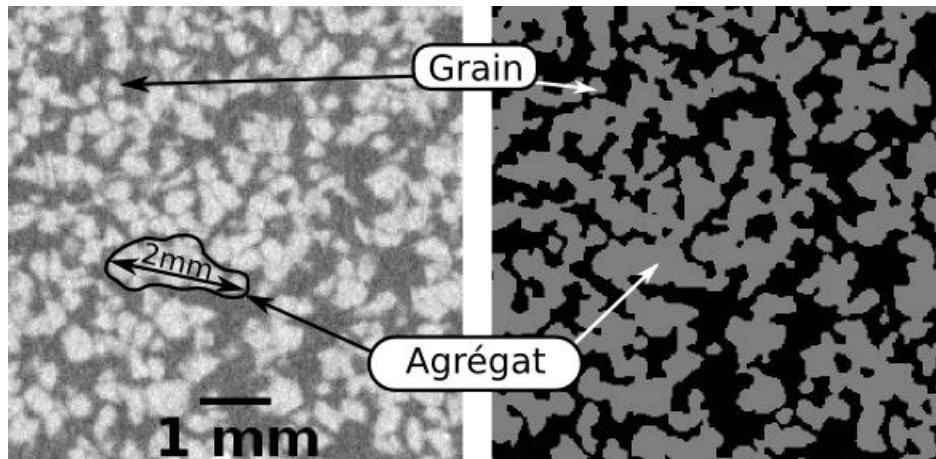


FIGURE 5.14 – Coupe verticale partielle de la tomographie locale (gauche) et son image seuillée associée après traitement (droite). La taille de voxel est de  $25 \mu\text{m}$ .

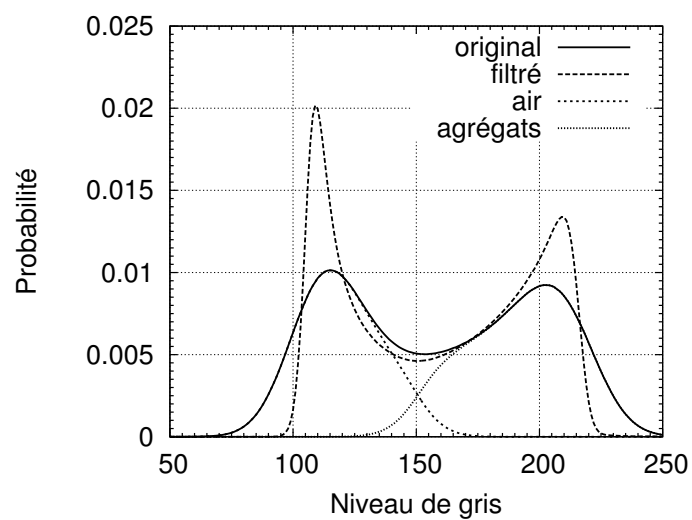


FIGURE 5.15 – Histogrammes des niveaux de gris au cours des étapes de traitement d'images.

certitude minimale de 4,6% sur la fraction d'air. Cette incertitude est minimale car l'histogramme présente un minimum local à cette valeur de seuillage. Le même type d'étude de sensibilité aurait pu aussi être menée vis-à-vis de l'influence du filtre sur les mesures.

Dans la suite, cette incertitude de seuillage est prise en compte et son effet sur les mesures de distribution granulométrique et d'homogénéité est quantifié.

### 5.5.2 Taille des agrégats et des pores

Nous avons choisi la granulométrie de Mathéron (Haas *et al.* 1967) pour obtenir la distribution granulométrique des phases segmentées. L'avantage principal de cette méthode est qu'elle est simple et ne fait pas intervenir de paramètre : le résultat est unique quel que soit l'utilisateur. Au contraire les méthodes de croissance de phase comme le watershed requièrent la définition de certains paramètres parfois difficiles à déterminer. La granulométrie de Mathéron est basée sur une série d'ouvertures qui utilise un élément structurant de taille grandissante. Une ouverture est la combinaison successive d'une érosion (plus petite valeur des voxels compris dans le voisinage) et d'une dilatation (plus grande valeur). Cela revient à enlever les plus petits objets tout en conservant la morphologie de la microstructure. La norme euclidienne est utilisée ici et son élément structurant associé est la sphère discrète. Chaque ouverture est réalisée à partir de l'image binaire initiale et le résultat donne une nouvelle image dans laquelle une partie de la microstructure a disparu : les plus petits éléments que l'élément structurant. Cette opération est répétée en faisant grandir le diamètre de la sphère jusqu'à la disparition totale de la phase étudiée. La fraction volumique décroît au cours de ces étapes. Finalement, la granulométrie de Matheron donne la distribution volumique cumulée des sphères inscrites. Le pourcentage cumulé des sphères passantes est facilement déduit et peut être comparé avec la distribution de la taille des grains issue de l'analyse granulométrique standard par pesées. De plus, il est possible d'affecter à chaque voxel la plus grande valeur du diamètre de sphère qui le couvre.

Nous présentons dans les figures 5.16(a) et 5.16(b) les résultats de la granulométrie de Matheron appliquée à un échantillon composé de billes de verre. L'image étudiée est un volume de  $500^3$  voxels avec une résolution de  $12,5 \mu\text{m}$ . Le diamètre théorique des billes de verre est de 1 mm. Ce diamètre est clairement vérifié sur la distribution granulométrique de la figure 5.16(b). On remarque aussi dans la figure 5.16(a) l'influence des limites de l'image, qui créent artificiellement des billes de plus petites tailles dans la distribution granulométrique.

De plus, la résolution est susceptible d'influencer cette granulométrie de Matheron. Sur ce point, nous présentons dans les figures 5.17(a) et 5.17(b), les granulométries appliquées à deux images de résolutions différentes ( $8 \mu\text{m}$  et  $24 \mu\text{m}$ ) d'un même échantillon de sable d'Hostun HN31 humide préparé suivant la méthode f3. La réduction de résolution (de  $8$  à  $24 \mu\text{m}$ ) est effectuée en divisant la taille de l'image de référence par trois (de  $800^3$  à  $266^3$ ) et en affectant à chaque voxel de l'image dégradée, la moyenne des niveaux de gris des 27 voxels de l'image de référence avant l'opération de filtration. Les résultats montrent une légère différence de granulométrie entre les deux images de résolutions différentes. Par exemple, les diamètres médians  $D_{50}$  des agrégats sont de  $152 \mu\text{m}$  et  $154 \mu\text{m}$  à  $8 \mu\text{m}$  et  $24 \mu\text{m}$  de résolution respectivement. L'écart augmente pour la phase air avec des  $D_{50}$  de  $250 \mu\text{m}$  et  $272 \mu\text{m}$  à respectivement  $8 \mu\text{m}$  et  $24 \mu\text{m}$  de résolution. L'erreur maximale induite par cette perte de résolution atteint 8 % sur le diamètre médian. Ces résultats semblent

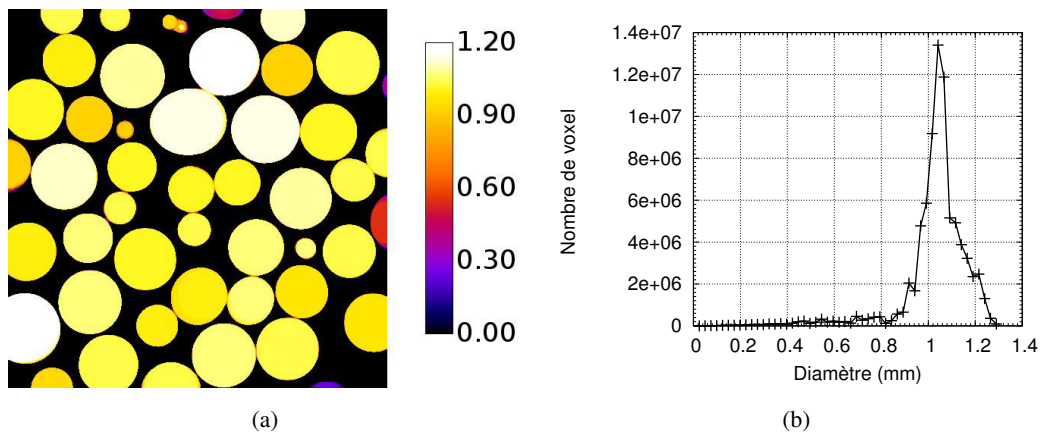


FIGURE 5.16 – Granulométrie de Matheron appliquée à un échantillon de billes de verres de diamètre théorique 1 mm : (a) résultat dans une section de l'image ; (b) histogramme des diamètres portés par les voxels de l'image de gauche. Les échelles (en couleur dans la figure de gauche et l'abscisse de la figure de droite) correspondent au diamètre des plus grandes sphères inscrites au droit de chaque voxel.

confirmer que la résolution de  $25 \mu\text{m}$  des tomographies locales est suffisante pour mesurer une distribution granulométrique représentative des phases.

### 5.5.3 Taille du volume élémentaire représentatif

La méthode souvent présentée pour évaluer la taille de l'élément de volume représentatif est de calculer la quantité d'intérêt dans des fenêtres de tailles croissantes et d'observer une éventuelle stabilisation de la mesure à partir d'une certaine taille (méthode utilisée par, notamment, Clausnitzer et Hopmans (1999), Liu (2005), Razavi *et al.* (2007)). Par exemple, nous présentons, dans la figure 5.18, l'évolution de la fraction d'air dans 3 cubes qui ne se recoupent pas, au sein d'une image préalablement segmentée. Jusqu'à une taille de 3 mm, la position et la taille du cube influencent la mesure de fraction volumique. Pour de plus grandes tailles, ces dépendances semblent s'effacer. On remarque que cette méthode ne permet pas de déterminer une taille de VER de manière objective et indépendante de l'utilisateur : ici 3 mm serait possible. Ainsi pour aller plus loin dans l'analyse du VER, nous allons utiliser des outils statistiques permettant d'évaluer la représentativité du volume isolé à partir de critères objectifs.

Plusieurs outils ont été développés dans le cadre de la géostatistique, science fondée par Georges Matheron. En simplifiant, la géostatistique peut être vue comme une science qui tente d'estimer la quantité de minerai d'une mine connaissant uniquement quelques sondages (Matheron 1963). Dans ce type de problème, la répartition du minerai est rarement homogène dans le massif de sol ou de roche, et la notion de covariance est alors utilisée pour estimer à priori la variance d'un massif. Matheron insistait sur le fait que la variance d'un échantillon n'est pas inversement proportionnelle à son volume sauf dans le cas particulier où la distribution est homogène, c'est-à-dire lorsque les sondages sont indépendants (Matheron et Blondel 1963). En effet, prélever *un échantillon unique de dix tonnes en un seul point du gisement, ou bien 1000 échantillons de dix kilos prélevés en mille points différents répartis dans le gisement de façon homogène* (repris de Mathe-



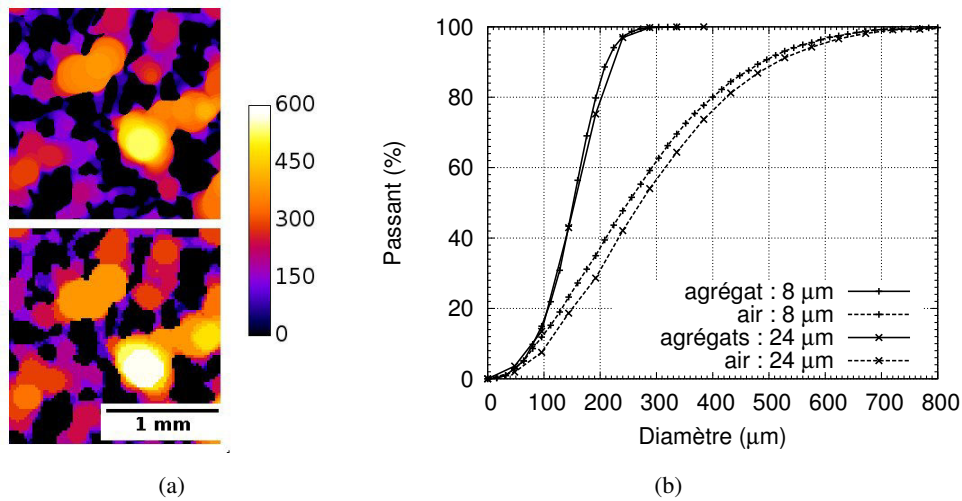


FIGURE 5.17 – Granulométrie de Matheron appliquée à deux images de résolutions différentes ( $8 \mu\text{m}$  et  $25 \mu\text{m}$ ) d'un même échantillon de sable d'Hostun HN31 humide préparé suivant la méthode f3 : (a) résultats pour la phase air dans une section locale de l'image (à  $8 \mu\text{m}$  en haut et  $25 \mu\text{m}$  en bas) ; (b) granulométrie des passants de la phase air et de la phase agrégat.

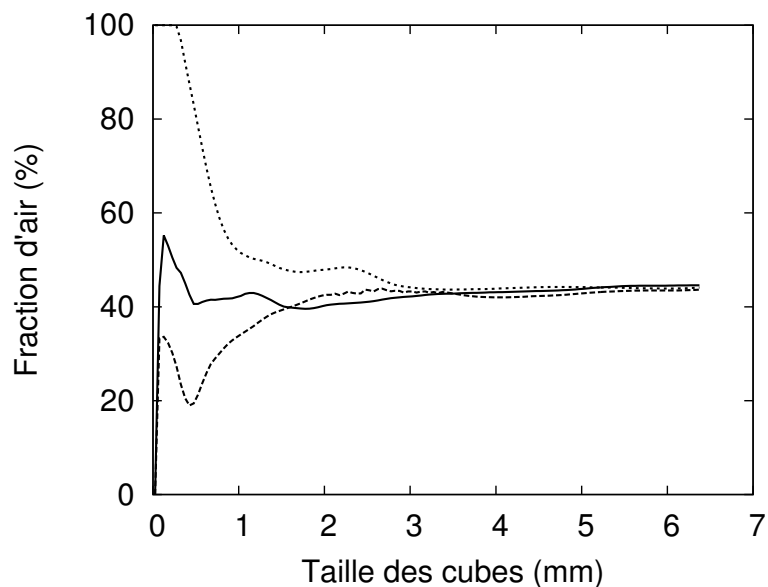


FIGURE 5.18 – Fraction d'air en fonction de la taille des cubes pour trois différents sous-volumes.

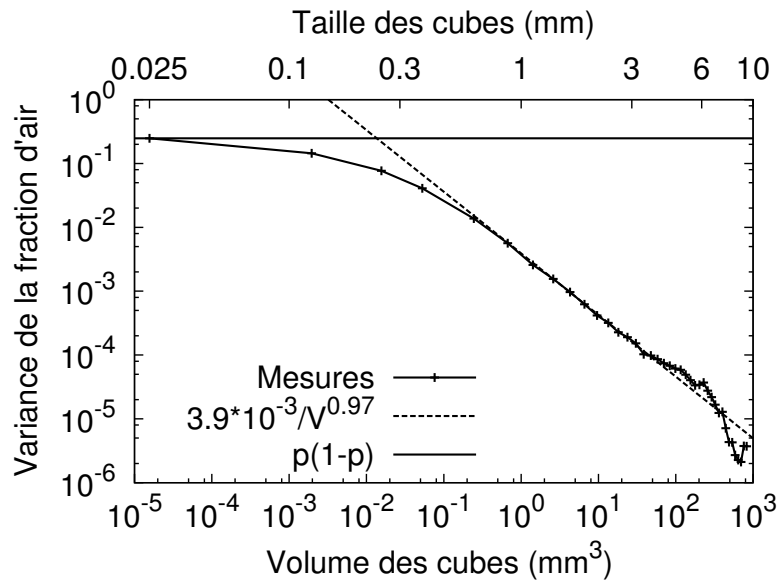


FIGURE 5.19 – Influence de la taille des sous-volumes sur la variance de la fraction d'air.

ron et Blondel (1963)) ne donnera en pratique pas la même précision sur la quantité de minerai attendu. Dans cette partie, nous souhaitons vérifier l'homogénéité d'une microstructure, ce qui revient donc à vérifier qu'un grand échantillon de volume  $V$  et  $n$  petits échantillons de volume  $v$ , tels que  $V = nv$ , donnent la même variance. Cette propriété a été vérifiée sur des images 2D par Lantuéjoul (1991), Blanc *et al.* (2008) en s'intéressant à des fractions volumiques. La même approche a aussi été utilisée pour déterminer des propriétés macroscopiques de matériaux à partir de simulations numériques, comme les modules de compression ou de cisaillement, la perméabilité... (Kanit *et al.* 2003, Jeulin 2005, Thomas *et al.* 2008, Pelissou *et al.* 2009). Pour ces propriétés non additives, la décroissance de la variance avec la taille semble suivre plus généralement une loi puissance en  $1/v^\alpha$  avec  $\alpha \neq 1$  (Pelissou *et al.* 2009, Kanit *et al.* 2003). Cette méthode d'analyse, qui consiste à calculer la variance d'un tirage de sous-images et d'observer l'évolution de cette variance avec la taille des sous-images, est parfois appelé méthode asymptotique (Blanc *et al.* 2008, 2010). La mesure effectuée dans chaque sous-image est généralement la moyenne (appelé aussi moyenne empirique) d'une quantité d'intérêt. Ainsi, une image est considérée comme homogène si la variance de la moyenne empirique (M.E.) décroît asymptotiquement au moins aussi vite que l'inverse de la taille des sous-images. Afin de garantir l'indépendance des tirages, le volume isolé est divisé en sous-volumes accolés de même taille. Lorsque la dimension des sous-volumes n'est pas une fraction entière de la taille de l'image isolée, une partie de l'image n'est pas couverte par ces sous-volumes.

La figure 5.19 montre un exemple typique d'évolution de la variance avec la taille des sous-volumes. Ces mesures ont été effectuées sur l'image seuillée de l'échantillon initial obtenue par tomographie locale. La variance présentée dans la figure 5.19 est associée à la fraction d'air. Premièrement, on peut observer pour les plus petites tailles de fenêtre, quand la taille des cubes tend vers la taille de voxel, que la variance de la moyenne empirique tend vers une asymptote horizontale correspondant à la variance ponctuelle  $\sigma^2$ . Cette dernière est la variance de l'image vue comme un processus aléatoire, c'est-à-dire  $\sigma^2 = p(1-p)$  avec  $p$  la fraction d'air obtenue par ana-

lyse d'image du volume isolé. Deuxièmement, une autre asymptote est observée lorsque la taille des cubes augmente. L'équation ci-dessous est ajustée à partir des tirages de volume supérieur à  $1 \text{ mm}^3$  :

$$f(V) = \frac{A\sigma^2}{V^b} \quad (5.5)$$

avec  $A$  et  $b$  deux paramètres inconnus (Lantuéjoul 1991). L'algorithme d'ajustement disponible dans Gnuplot (algorithme de Levenberg–Marquardt) est choisi pour déterminer ces paramètres, nous obtenons  $A = 15,6 \times 10^{-3}$  et  $b \approx 0,98$  avec  $V$  en  $\text{mm}^3$ .

Notons que les fluctuations visibles pour les plus grandes tailles de cubes sont exagérées par l'échelle logarithmique, même si l'incertitude sur la variance croit avec la diminution du nombre de tirage. Cette incertitude peut être facilement estimée lorsque la distribution des valeurs des tirages suit une distribution gaussienne (BIPM et OIML 2008, Blanc *et al.* 2008). Dans ce cas, l'incertitude relative sur la variance empirique est approximativement égale à  $(2(n - 1))^{-1}$ , avec  $n$  le nombre de sous-volumes. Ainsi, la dispersion des mesures de variance semble débiter aux alentours de 3 mm avec 216 sous-volumes, qui correspond à une incertitude relative sur la variance de seulement 5 %. Pour les plus grandes tailles de sous-volume, seulement 8 tirages sont accessibles et l'incertitude relative atteint 27 %. En excluant dans l'ajustement de l'équation (5.5), les variances mesurées, pour lesquelles le volume des cubes est supérieur à  $64 \text{ mm}^3$ , les coefficients  $A$  et  $b$  sont très peu modifiés. Le coefficient  $b$  reste donc proche de 1 : le volume isolé est statistiquement homogène sur le plan de sa fraction d'air. Dans la suite, nous choisissons de valider l'homogénéité lorsque  $b$  est supérieur à 0,9. Il est donc désormais possible de définir une taille de VER associé à un niveau de confiance choisi, ou inversement, de définir un niveau de confiance pour une taille de volume donnée. En effet, supposons que la distribution des mesures de volume  $V$  suit une distribution gaussienne, l'intervalle de confiance à 95 % est alors  $p \pm 2\sigma(V)$  avec  $\sigma(V) = \sqrt{A\sigma^2/V}$  puisque  $b \simeq 1$ . Ainsi, il est possible de déterminer  $V$  pour que l'incertitude relative  $2\sigma(V)/p$  devienne inférieure à un certain niveau  $i_r$ , par exemple 1%, et dans ce cas :

$$V(i_r) > \frac{4A\sigma^2}{(i_r p)^2} \quad (5.6)$$

Le paramètre  $A$  introduit précédemment est appelé portée intégrale. Ce terme est considéré comme représentatif de l'échelle caractéristique des fluctuations de la quantité d'intérêt (Lantuéjoul 1991). Il définit la limite entre l'échelle microscopique et l'échelle mesoscopique. Il peut être estimé en prenant simplement l'abscisse du point d'intersection des deux asymptotes de la figure 5.19. Pour le volume isolé, la portée intégrale est égale à  $15,6 \times 10^{-3} \text{ mm}^3$ , soit l'équivalent d'un cube de  $250 \mu\text{m}$  de côté qui se trouve être du même ordre de grandeur que la taille moyenne des grains.

La sensibilité des paramètres  $A$  et  $b$  avec le niveau de seuillage est présentée dans le chapitre suivant. De plus, nous observerons au cours de l'essai d'imbibition, l'évolution de  $A$  et  $b$  calculés à partir de deux quantités d'intérêt : la fraction d'air et le  $D_{50}$  obtenu par granulométrie de Matheron.

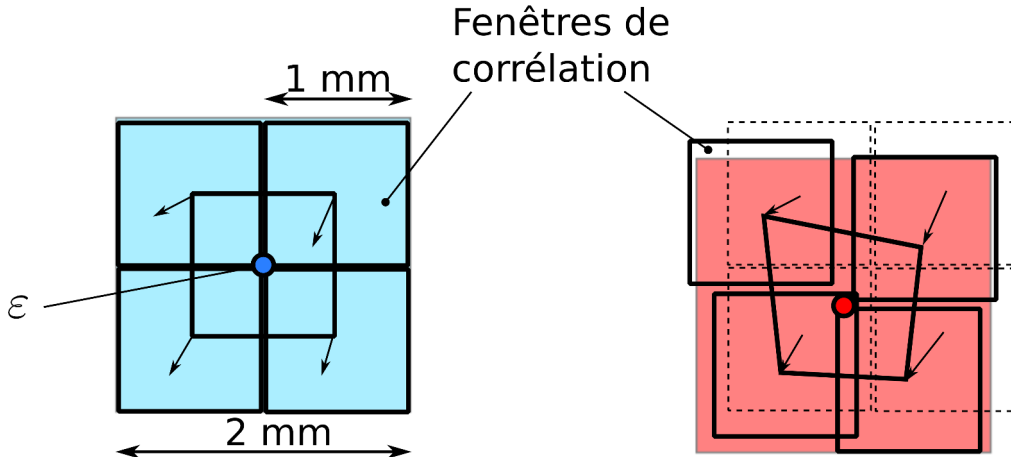


FIGURE 5.20 – Illustration de la position et de la taille des cellules utilisées pour déterminer la variation relative du niveau de gris : en bleu dans l’image de référence, en rouge dans l’image déformée

## 5.6 Détermination de la teneur en eau locale par la variation des niveaux de gris

### 5.6.1 Principe de la méthode

La méthode de traitement que l’on propose, utilise les résultats de corrélation d’images et du calcul des déformations par post-traitement. Afin de décrire la méthode, les notations suivantes sont dans un premier temps introduites :

- $V_{s;c;i}$ ,  $V_{w;c;i}$ ,  $V_{a;c;i}$  sont respectivement le volume de sable, d’eau et d’air dans la cellule ( $c$ ) de volume  $V$  à l’étape  $i$ ,
- $L_{c;i}$  est le niveau de gris moyen de la cellule à l’étape  $i$ ,
- $L_{s;c;i}$ ,  $L_{w;c;i}$ ,  $L_{a;c;i}$  sont les niveaux de gris du sable, de l’eau et de l’air à l’étape  $i$  dans la cellule,
- $G_s=2,65$  est la densité spécifique des grains de sable (rapport de la masse volumique de grains sur celle de l’eau),
- $\varepsilon_{vol;c;i}$  est la déformation volumique de la cellule à l’étape  $i$ ,
- $w_{c;i}$  est la teneur en eau de la cellule à l’étape  $i$ .

La figure 5.20 présente les deux domaines (bleu et rouge respectivement pour l’image de référence et l’image déformée) dans lesquels les niveaux de gris moyens  $L_{c;1}$  et  $L_{c;i}$  sont mesurés. Les deux domaines possèdent la même taille et sont centrés sur les cellules construites par post-traitement des résultats de corrélation. Le niveau de gris moyen au sein d’un de ces domaines est relatif aux fractions volumiques de grain, d’eau et d’air pondérés par leur niveau de gris (Vinegar et Wellington 1987) tel que :

$$L_{c;i} = \frac{V_{s;c;i}L_{s;c;i} + V_{w;c;i}L_{w;c;i} + V_{a;c;i}L_{a;c;i}}{V} \quad (5.7)$$

En faisant apparaître  $G_s$  et  $w_{c;i}$ , le niveau de gris de la cellule devient :

$$L_{c;i} = \frac{V_{s;c;i}}{V} (L_{s;c;i} - L_{a;c;i} + G_s w_{c;i} (L_{w;c;i} - L_{a;c;i})) + L_{a;c;i} \quad (5.8)$$

et avec la porosité  $n_{c;i}$  :

$$L_{c;i} = (1 - n_{c;i})(L_{s;c;i} - L_{a;c;i} + G_s w_{c;i} (L_{w;c;i} - L_{a;c;i})) + L_{a;c;i} \quad (5.9)$$

Dans ces équations, la taille des voxels n'intervient pas directement car, même si l'effet de volume partiel existe, un voxel d'interface porte lui même une moyenne pondérée des niveaux de gris de chaque phase. Ainsi, quelle que soit la résolution des images, la moyenne  $L_{c;i}$  porte une information sur les niveaux de gris des phases  $L$ , c'est-à-dire  $L_{s;c;i}$ ,  $L_{w;c;i}$ ,  $L_{a;c;i}$ , et leur fraction volumique.

Les domaines définis dans la figure 5.20 (en bleu et en rouge) ont la même taille  $V$ , mais le volume des phases présent dans ces domaines peuvent changer entre ces deux états. Or, la corrélation d'image donne accès à la déformation volumique du squelette granulaire, qui peut être exprimée comme une fonction du volume de sable présent aux deux instants :

$$\varepsilon_{vol;c;i} = \frac{V_{s;c;1}}{V_{s;c;i}} - 1 \quad (5.10)$$

en supposant les grains de sables sont incompressibles et que la déformation volumique mesurée est une bonne approximation de la déformation volumique du milieu présent dans la cellule bleu de la figure 5.20. Une autre manière d'aborder le problème, sans devoir avancer cette dernière hypothèse, serait de calculer le niveau de gris directement dans chaque cellule de corrélation : le volume de grain serait alors théoriquement constant quelle que soit l'étape de chargement  $i$ . Dans ce cas, la difficulté porte sur la détermination du niveau de gris dans ces cellules puisque leurs frontières restent à définir.

Dans l'approche choisie, lorsque la densité initiale est homogène, seule la déformation volumique affecte la porosité locale. Une distorsion pure n'a pas d'effet sur le niveau de gris moyen : le même volume solide rentre et quitte la cellule. Ainsi, une variation des propriétés d'absorption peut provenir d'une variation de la fraction volumique des grains (cohérente avec la déformation volumique) et/ou d'une variation de teneur en eau (conséquence par exemple d'un apport d'eau et d'une perte d'air en l'absence de déformation). Par conséquent, la variation relative de niveau de gris peut être exprimée par l'équation suivante :

$$\frac{L_{c;i} - L_{c;1}}{L_{c;1}} = \alpha \frac{\varepsilon_{vol;c;i}}{\varepsilon_{vol;c;i} + 1} + \beta \frac{\Delta w_{c;i}}{\varepsilon_{vol;c;i} + 1} \quad (5.11)$$

avec  $\Delta w_{c;i} = w_{c;i} - w_{c;1}$  et :

$$\alpha = -\frac{L_s - L_a + G_s w_1 (L_w - L_a)}{L_s - L_a + G_s w_{c;1} (L_w - L_a) + L_a / (1 - n_{c;1})} \quad (5.12)$$

$$\beta = \frac{G_s (L_w - L_a)}{L_s - L_a + G_s w_{c;1} (L_w - L_a) + L_a / (1 - n_{c;1})} \quad (5.13)$$

en considérant, par exemple pour le sable, que  $L_{s;c;i} = L_{s;c;1} = L_s$ , c'est à dire que les paramètres d'acquisition et de reconstruction des images tomographiques sont parfaitement stables et contrôlables. Ces conditions sont rarement rencontrées en pratique et nous proposons, dans la partie

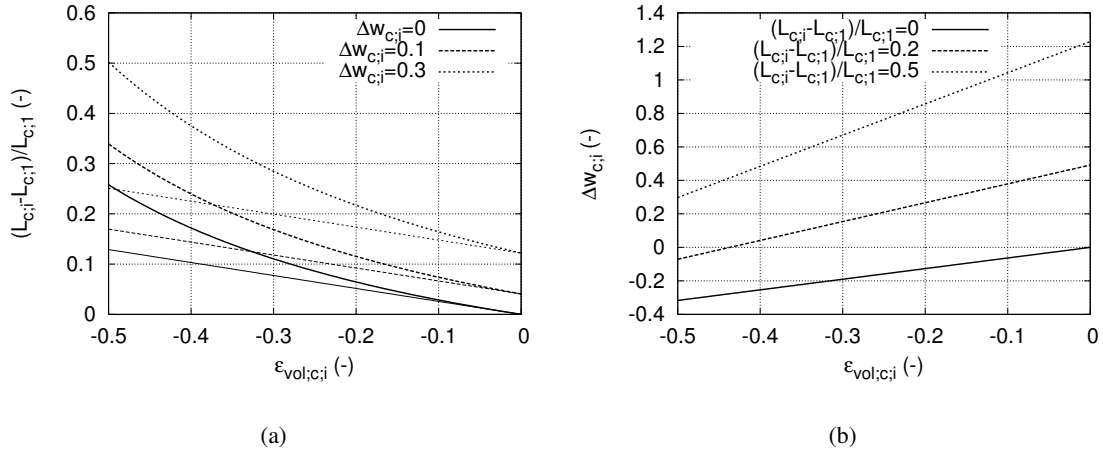


FIGURE 5.21 – (a) Variation relative du niveau de gris en fonction de la déformation volumique (négative pour une compression) à différentes teneurs en eau. Les traits fins sont issus de l'équation 5.11 en choisissant  $\varepsilon_{vol;c;i} + 1 = 1$ . (b) Variation de la teneur en eau en fonction de la déformation volumique pour  $(L_{c;i} - L_{c;1})/L_{c;1} = 0\%$ ,  $20\%$  et  $50\%$ . Ces courbes sont issues des équations 5.11 et 5.14 en prenant  $\alpha = -0,2579$  et  $\beta = 0,4068$ .

suivante consacrée à la détermination des paramètres, une normalisation des images pour approcher ces conditions. Remarquons de plus, que l'équation 5.11 est une équation non linéaire en  $\varepsilon_{vol;c;i}$ . Cependant, lorsque les déformations volumiques sont faibles, c'est-à-dire  $\varepsilon_{vol;c;i} + 1 \simeq 1$ , la variation relative du niveau de gris moyen est linéaire en  $\varepsilon_{vol}$  et en  $\Delta w_{c;i}$ . Ceci est d'autant plus vrai que  $\Delta w_{c;i}$  est petit, comme le confirme la figure 5.21(a). Cette figure est tracée avec les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  retenus dans l'essai d'effondrement présenté au chapitre suivant ( $\alpha = -0,2579$  et  $\beta = 0,4068$ ).

Enfin, en isolant la teneur en eau  $w_{c;i}$ , nous obtenons l'équation suivante (tracée dans la figure 5.21(b) en fonction de  $\varepsilon_{vol;c;i}$ ) :

$$w_{c;i} = w_{c;1} + \frac{(\varepsilon_{vol;c;i} + 1) L_{c;i} - L_{c;1}}{\beta L_{c;1}} - \varepsilon_{vol;c;i} \frac{\alpha}{\beta} \quad (5.14)$$

La figure 5.21(b) montre qu'à même variation relative de niveau de gris, une compression plus importante réduit la variation de teneur en eau mesurée.

## 5.6.2 Choix des paramètres

Les paramètres indéterminés de l'équation 5.14 sont  $w_{c;1}$  et les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$ , qui dépendent eux-mêmes de  $w_{c;1}$  mais aussi de  $n_{c;1}$ , de la densité spécifique des grains de sable  $G_s$  et des niveaux de gris des différentes phases :  $L_s$ ,  $L_w$  et  $L_a$ .

### 5.6.2.1 Teneur en eau et porosité initiales

La teneur en eau initiale  $w_{c;1}$  et la porosité initiale  $n_1$  sont supposées constantes, égales aux mesures macroscopiques lorsqu'une région homogène suffisamment grande existe. On appelle cette région, la région d'intérêt (ROI : "region of interest" en anglais) et dans celle-ci nous supposons donc :  $w_{c;1} = w_{roi;1} = w_{m;1}$  et  $n_{c;1} = n_{roi;1} = n_{m;1}$  avec, par exemple,  $w_{m;1}$  la teneur en eau connue à l'échelle macroscopique. Dans l'idéal, cette région d'intérêt couvre la totalité de l'échantillon. Cependant, la présence d'artefacts dans les images nous empêche généralement d'exploiter 1/3 du volume de l'échantillon.

### 5.6.2.2 Normalisation des niveaux de gris

Les inconnues restantes de l'équation 5.14 sont  $L_s$ ,  $L_w$  et  $L_a$ . En réalité, nous avons avancé précédemment que  $L_{s,c;i} = L_{s,roi;i} = L_s$ ,  $L_{w,c;i} = L_{w,roi;i} = L_s$  et  $L_{a,c;i} = L_{a,roi;i} = L_s$ , ce qui revient à considérer les acquisitions tomographiques comme répétables. Or, malgré le fait de garder les mêmes paramètres d'acquisition et de reconstruction, différentes images, du même échantillon au même état, peuvent présenter des changements de niveau de gris, principalement à cause d'un flux de rayon X variable dans le temps (au cours et entre les acquisitions). Nous avons choisi de limiter ces fluctuations de niveau de gris entre les acquisitions en exploitant une zone de référence réputée stable quant à son absorption. Cette zone est constituée de la cellule en PMMA et de l'air situé à l'extérieur de l'échantillon. La correction choisie est une normalisation qui suppose un changement possible de contraste et de brillance des images. Les coefficients  $C_i$  et  $B_i$ , pour respectivement le contraste et la brillance de l'image  $i$ , sont ajustés pour minimiser l'écart de niveau de gris avec l'image de référence. Ceci revient donc à chercher  $C_i$  et  $B_i$  tels que :

$$\text{Min} \sum_{j=1}^k (L_{cj,1} - (C_i \cdot L_{cj,i} + B_i))^2 \quad (5.15)$$

avec  $L_{cj,1}$  et  $L_{cj,i}$  le niveau de gris aux étapes 1 et  $i$  de la cellule  $j$  appartenant à la zone de référence composée de  $k$  cellules. Un exemple de la dépendance entre  $L_{cj,1}$  et  $L_{cj,i}$  est présentée dans la figure 5.22(a). Les coefficients  $C_i$  et  $B_i$  sont quant à eux présentés dans la figure 5.22(b) pour l'ensemble des étapes d'imbibition de l'essai d'effondrement (présenté dans le chapitre suivant) qui a été suivis d'un cycle de drainage-imbibition et présente au total une trentaine de normalisations.

Le niveau de gris corrigé  $L_{c,i}^*$  est alors donné par :

$$L_{c,i}^* = C_i \cdot L_{c,i} + B_i \quad (5.16)$$

avec  $L_{c,i}$  le niveau de gris avant correction. Dans un souci de simplicité, nous noterons par la suite  $L_{c,i}$  le niveau de gris corrigé.

### 5.6.2.3 Niveau de gris des phases

Le niveau de gris des phases ( $L_s$ ,  $L_w$ ,  $L_a$ ) est en pratique une distribution statistique, par exemple une distribution normale d'après Clausnitzer et Hopmans (1999), en raison du bruit présent dans

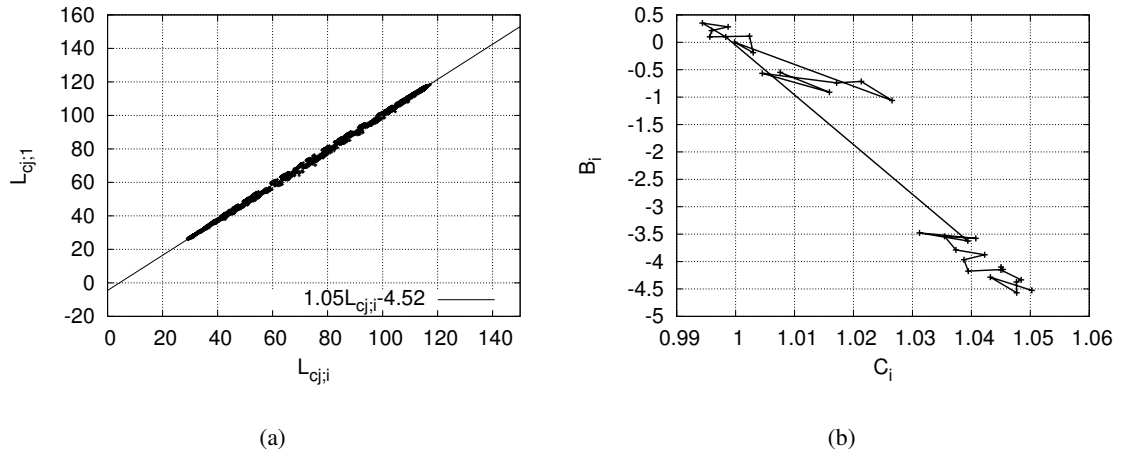


FIGURE 5.22 – Normalisation des niveaux de gris : (a) niveau de gris d'une cellule dans l'image de référence en fonction de son niveau de gris dans l'image de l'étape  $i$  ; (b) paramètres de la normalisation pour l'essai d'effondrement suivi d'un cycle de drainage-imbibition.

les images tomographiques qui varie avec la résolution. Dans une première approximation, nous choisissons  $L$  comme la valeur moyenne de la fonction de distribution du niveau de gris de la phase considérée. Cette approximation entraîne une erreur sur  $L_{c;i}$  qui diminue avec le nombre de voxels utilisés. Les niveaux de gris moyens de l'air et des grains sont estimés dans un premier temps grâce à la distribution des niveaux de gris (l'histogramme) de l'image de référence. Le niveau de gris moyen de l'eau, non visible dans l'histogramme à cet état initial à faible teneur en eau, est quant à lui ajusté pour respecter au mieux l'évolution générale du niveau de gris dans la ROI avec la teneur en eau macroscopique au cours des étapes d'imbibition. Cette démarche permet de fixer  $\alpha$  et  $\beta$  qui définissent la sensibilité du niveau de gris avec, respectivement, les déformations et la variation de teneur en eau. Ainsi à l'échelle de l'échantillon, cela revient à ajuster  $\alpha$  et  $\beta$  tels que :

$$\text{Min} \sum_{\text{étapes}} \left( \frac{L_{roi;i} - L_{roi;1}}{L_{roi;1}} - \left( \alpha \frac{\varepsilon_{vol;roi;i}}{\varepsilon_{vol;roi;i} + 1} + \beta \frac{w_{m;i} - w_{m;1}}{\varepsilon_{vol;roi;i} + 1} \right) \right)^2 \quad (5.17)$$

En pratique, les niveaux de gris ne sont pas homogènes dans l'éprouvette principalement en raison des artefacts déjà mentionnés (cone beam, beam hardening). Un changement de contraste local, tel que  $L_i \rightarrow a.L_i$ , n'entraîne pas de modification des coefficients  $\alpha$  et  $\beta$ . Cependant, un changement de brillance ( $L_i \rightarrow L_i + b$ ) peut perturber les mesures. Une augmentation de brillance augmente artificiellement la variation de teneur en eau de  $\Omega_w$  ( $\Delta w_{\text{mesurée}} = \Delta w + \Omega_w$ ), quantité déterminée à partir de l'équation (5.14) :

$$\Omega_w = b \frac{\varepsilon_{vol;c;i} + 1}{(1 - n_1)Gs(L_w - L_a)} \frac{L_{c;i} - L_{c;1}}{L_{c;1}} \quad (5.18)$$

Le calcul de ce terme sera mené plus tard une fois les paramètres de l'équation connus. En considérant l'artefact de durcissement de faisceau (beam hardening) comme une augmentation de brillance locale dans l'image, il sera alors possible d'estimer l'influence de cet artefact sur la teneur en eau locale.



### 5.6.3 Relations entre les échelles d'observation

Nous pouvons remarquer que la même loi aussi que les mêmes coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  sont utilisés quelle que soit l'échelle d'observation : cellule ou ROI (équation (5.11) et (5.17)). Cependant, il est important de remarquer que le changement d'échelle de la cellule à la ROI n'est pas direct. En effet, la moyenne des teneurs en eau  $w_{c;i}$  n'est pas nécessairement égale à la teneur en eau  $w_{roi;i}$ . Pour s'en convaincre, la teneur en eau  $w_{roi;i}$  est donnée par le rapport des masses d'eau et de sable de telle sorte que :

$$w_{roi;i} = \frac{m_{w;c1;i} + \dots + m_{w;ck;i}}{m_{s;c1;i} + \dots + m_{s;ck;i}} = w_{c1;i} \frac{m_{s;c1;i}}{m_{s;roi;i}} + \dots + w_{ck;i} \frac{m_{s;ck;i}}{m_{s;roi;i}} \quad (5.19)$$

La moyenne des teneurs en eau locales est quant à elle :

$$\frac{1}{k} \sum_{j=1}^k w_{cj,i} = \frac{1}{k} \left( \frac{m_{w;c1;i}}{m_{s;c1;i}} + \dots + \frac{m_{w;ck;i}}{m_{s;ck;i}} \right) \quad (5.20)$$

avec  $k$  le nombre de mesures dans la ROI et  $j$  une des cellules. Il y a bien égalité des deux équations lorsque :

$$\forall j : \frac{m_{s;cj,i}}{m_{s;roi;i}} = \frac{1}{k} \frac{\varepsilon_{vol,cj,i} + 1}{\varepsilon_{vol,roi,i} + 1} = \frac{1}{k} \quad (5.21)$$

donc lorsque la ROI observée à l'échelle des cellules est homogène du point de vue de la densité. Donc plus les hétérogénéités sont importantes, plus la moyenne des teneurs en eau locales s'écartera de la teneur en eau à l'échelle de la ROI. Cet écart est quantifié dans le chapitre suivant.

Au contraire, lorsque les fenêtres de corrélation sont réparties uniformément, la déformation volumique à l'échelle de la ROI peut être déterminée simplement à partir de la moyenne des  $\varepsilon_{vol;c;i}$  puisque, en notant  $v$  le volume des cellules définies par les centres des fenêtres de corrélation :

$$\varepsilon_{vol;roi;i} = \frac{v_{roi,i} - v_{roi,1}}{v_{roi,1}} = \frac{\sum_{j=1}^k v_{cj,i} - \sum_{j=1}^k v_{cj,1}}{\sum_{j=1}^k v_{cj,1}} = \frac{1}{k v_{c;1}} \sum_{j=1}^k (v_{cj,i} - v_{cj,1}) \quad (5.22)$$

qui est bien égale à la moyenne des déformations locales :

$$\frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \varepsilon_{vol;cj,i} = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \frac{v_{cj,i} - v_{cj,1}}{v_{cj,1}} = \frac{1}{k v_{c;1}} \sum_{j=1}^k (v_{cj,i} - v_{cj,1}) \quad (5.23)$$

De même, la variation relative de niveau de gris à l'échelle de la ROI peut être exprimée en fonction de la moyenne des variations relatives locales lorsque l'homogénéité initiale est avérée. En effet, à l'échelle de la ROI :

$$\frac{L_{roi;i} - L_{roi,1}}{L_{roi,1}} = \frac{\sum_{j=1}^k L_{cj,i} - \sum_{j=1}^k L_{cj,1}}{\sum_{j=1}^k L_{cj,1}} = \sum_{j=1}^k \left( \frac{L_{cj,i} - L_{cj,1}}{L_{cj,1}} \frac{L_{cj,1}}{\sum_{p=1}^k L_{cp,1}} \right) \quad (5.24)$$

Or, la ROI est une région définie comme homogène en matière de niveau de gris, ainsi :

$$\frac{L_{cj,1}}{\sum_{p=1}^k L_{cp,1}} \simeq \frac{1}{k} \quad (5.25)$$

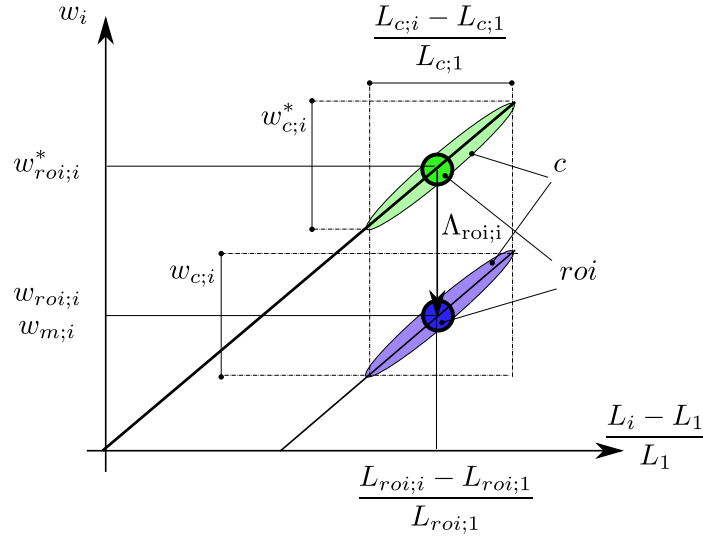


FIGURE 5.23 – Représentation schématique de la correction des teneurs en eau locales par le terme  $\Lambda_{roi;i}$ . Les termes étoilés sont les termes non corrigés.

Ainsi, la moyenne des variations relatives de niveaux de gris locales donne bien la variation relative de la ROI lorsque l'homogénéité initiale est vérifiée :

$$\frac{L_{roi;i} - L_{roi;1}}{L_{roi;1}} = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \left( \frac{L_{c_j,i} - L_{c_j,1}}{L_{c_j,1}} \right) \quad (5.26)$$

On remarque donc que la déformation volumique et la variation relative de niveau de gris peuvent être simplement moyennées pour passer d'une description locale à une description plus globale si et seulement si : les fenêtres de corrélation sont réparties uniformément pour  $\varepsilon_{vol;c;i}$  et que l'homogénéité initiale est vérifiée pour  $(L_i - L_1)/L_1$ . La teneur en eau, sous une condition beaucoup plus restrictive d'homogénéité à tout instant, peut aussi être simplement moyennée. Cependant, en pratique, cette condition n'est pas vérifiée et nous estimerons alors l'erreur introduite.

#### 5.6.4 Ajustement de la teneur en eau

Il est choisi de contraindre les mesures locales de teneur en eau à chaque étape, en imposant que la variation relative de niveau de gris à l'échelle de la ROI donne exactement la teneur en eau macroscopique  $w_{m;i}$ . Cette condition est seulement approchée avec l'ajustement de  $\alpha$  et  $\beta$  de l'équation (5.17). Nous définissons donc un terme correctif à l'échelle de la ROI tel que :

$$\Lambda_{roi;i} = w_{m;1} - w_{m;i} + \frac{(\varepsilon_{vol;roi;i} + 1)}{\beta} \frac{L_{roi;i} - L_{roi;1}}{L_{roi;1}} - \varepsilon_{vol;roi;i} \frac{\alpha}{\beta} \quad (5.27)$$

Ce terme est représenté dans la figure 5.23 qui correspond au décalage entre la teneur en eau macroscopique et la teneur en eau à l'échelle de la ROI (déterminé par l'équation 5.14 adaptée à la ROI). Cette correction permet d'approcher au mieux les valeurs macroscopiques tout en gardant les fluctuations locales de teneur en eau au sein de la ROI. De plus, la moyenne de  $w_{c;i}$  sur la ROI

reste différente de  $w_{roi;i} = w_{m;i}$ . Finalement, la teneur en eau corrigée à l'échelle de la cellule est :

$$w_{c;i} = w_{m;1} + \frac{(\varepsilon_{vol;c;i} + 1) L_{c;i} - L_{c;1}}{\beta} - \varepsilon_{vol;c;i} \frac{\alpha}{\beta} - \Lambda_{roi;i} \quad (5.28)$$

Par conséquent, l'erreur introduite entre la teneur en eau macroscopique  $w_{m;i}$  et la teneur en eau locale moyennée sur la ROI, est donnée par :

$$w_{m;i} - \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k w_{c,i} = \frac{(\varepsilon_{vol;roi;i} + 1) L_{roi;i} - L_{roi;1}}{\beta} - \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k \left( \frac{(\varepsilon_{vol;c;i} + 1) L_{c;i} - L_{c;1}}{\beta} \right) \quad (5.29)$$

### 5.6.5 Résumé de la méthode

La majorité des opérations sont réalisées à partir de macros Imagej qui utilisent un langage de programmation simplifié (voir "ImageJ Macro Language"). L'ajustement des paramètres  $C_i$ ,  $B_i$ ,  $\alpha$  et  $\beta$  sont opérés avec le logiciel Gnuplot.

La chaîne de traitement est résumée ci-dessous :

1. les images sont normalisées par rapport à l'image de référence en exploitant les zones de références (normalisation linéaire) ;
2. puis  $\varepsilon_{vol;roi}$  et  $\frac{L_{roi;i} - L_{roi;1}}{L_{roi;1}}$  sont calculés dans la ROI ;
3. la dépendance entre la variation relative de niveau de gris dans la ROI, la déformation volumique dans cette même ROI et la teneur en eau macroscopique est approchée par l'équation (5.14) afin de fixer  $\alpha$  et  $\beta$  ;
4. les teneurs en eau locales sont finalement déterminées par l'équation (5.28).

Un fichier de résultats est associé à chaque étape de chargement. Ce fichier comprend sur chaque ligne les caractéristiques d'une des cellules : sa position dans les états de référence et déformé, les composantes de déformation moyenne, le niveau de gris initial et après chargement et enfin la teneur en eau locale.

A chaque étape de chargement, un fichier de résultats lui est associé comprenant sur chaque ligne les caractéristiques d'une des cellules : sa position dans les états de référence et déformé, les composantes de déformation moyenne, le niveau de gris initial et après chargement et enfin la teneur en eau locale.

Ces champs locaux sont ensuite moyennés sur la ROI, par couche verticale ou orthoradialement. Cette dernière possibilité permet de vérifier la symétrie axiale des champs mesurés et d'en extraire les tendances locales moins bruitées que celles obtenues à l'échelle des cellules élémentaires. Nous présentons donc les résultats à différentes échelles :

- à l'échelle des cellules,
- à l'échelle de tores de diamètre variable : la moyenne des mesures comprises dans un tore est appelée moyenne orthoradiale ou encore moyenne  $\theta$ ,
- à l'échelle des couches de sol : la moyenne des mesures comprises dans une couche de sol est appelée moyenne par couche.

Pour chaque échelle, nous préciserons la dispersion des mesures en présentant par exemple l'écart type. De plus, nous utiliserons différents indices pour distinguer ces trois échelles :  $c$  à l'échelle d'une cellule,  $\theta$  à l'échelle d'un tore,  $l$  à l'échelle d'une couche et  $roi$  à l'échelle de la ROI.

## 5.7 Résultats préliminaires

Deux éprouvettes de sable d'Hoston HN 31 ont été préparées suivant la première méthode de préparation p1. Deux chargements distincts ont été appliqués sur chacune des éprouvettes : un chargement purement mécanique pour la première (CM) et une imbibition à volume d'eau contrôlé pour la seconde (CH). Les paramètres d'état des éprouvettes à leur état initial sont donnés dans le tableau 5.1 dans lequel les intervalles de confiance sont déterminés comme décrit dans le chapitre précédent. Les deux éprouvettes sont quasiment identiques vis-à-vis de leurs paramètres d'état. Les déformations et les niveaux de gris (après normalisation) sont donnés dans le tableau 5.2 pour les deux essais. Initialement, les deux éprouvettes sont chargées par une embase supérieure d'environ 600 g. Pour l'essai purement mécanique, une surcharge de 1 kg est appliquée (environ 2 kPa), alors que pour l'essai d'imbibition, de l'eau est apportée par le bas de la cellule d'essai. Pour ce dernier essai, l'apport d'eau est arrêté avant la saturation totale de l'éprouvette. On remarque que l'apport d'eau, même partiel, génère presque 2 fois plus de déformation volumique que l'augmentation de contrainte mécanique d'environ 2kPa. L'exploitation de ces deux essais préliminaires est ici présentée.

Tableau 5.1 – Paramètres d'état et intervalles de confiance à l'état initial des éprouvettes préparées suivant la méthode de préparation p1 et chargées mécaniquement par une augmentation d'environ 2 kPa de la contrainte verticale ou imbibées partiellement

Paramètres d'état	Chargement mécanique (CM)	Chargement hydrique (CH)
Teneur en eau ( $w$ )	$6,9 \pm 0,2 \%$	$7 \pm 0,2 \%$
Porosité ( $n$ )	$65 \pm 0,7 \%$	$65,8 \pm 0,7 \%$
Indice des vides ( $e$ )	$1,85 \pm 0,06$	$1,92 \pm 0,06$
Degré de saturation ( $S_r$ )	$10,0 \pm 0,3 \%$	$9,6 \pm 0,3 \%$
Fraction d'air ( $p$ )	$58,3 \pm 1 \%$	$59,4 \pm 1 \%$

Tableau 5.2 – Moyenne et écart type (entre parenthèses) des déformations volumique et déviatorique et des niveaux de gris avant ( $L_1$ ) et après chargement ( $L_2$ )

	Chargement mécanique (CM)	Chargement hydrique (CH)
Déformation volumique ( $\varepsilon_{vol}$ )	$-5,72 (2,57) \%$	$-11,28 (5,47) \%$
Déformation déviatorique ( $\varepsilon_{devia}$ )	$4,6 (2,12) \%$	$8,63 (4,70) \%$
Niveau de gris initial ( $L_1$ )	117,48 (6,24)	122,57 (4,77)
Niveau de gris final ( $L_2$ )	122,64 (5,80)	138,09 (6,1)

### 5.7.1 Chargement mécanique

La figure 5.24 présente dans une coupe verticale, l'échantillon avant et après l'application de la surcharge mécanique. On remarque la présence de plusieurs agrégats de grandes dimensions, d'environ 2 mm de diamètre (notés amas d'agrégats dans la figure 5.24). De plus, l'embase supérieure a visiblement tourné au cours du chargement, sans doute à cause de la mise en place manuelle du poids mort. Dans cet essai, 107420 mesures de déformation et de niveau de gris sont réalisées. La valeur moyenne et l'écart type de ces mesures sont donnés dans le tableau 5.2. Les coefficients

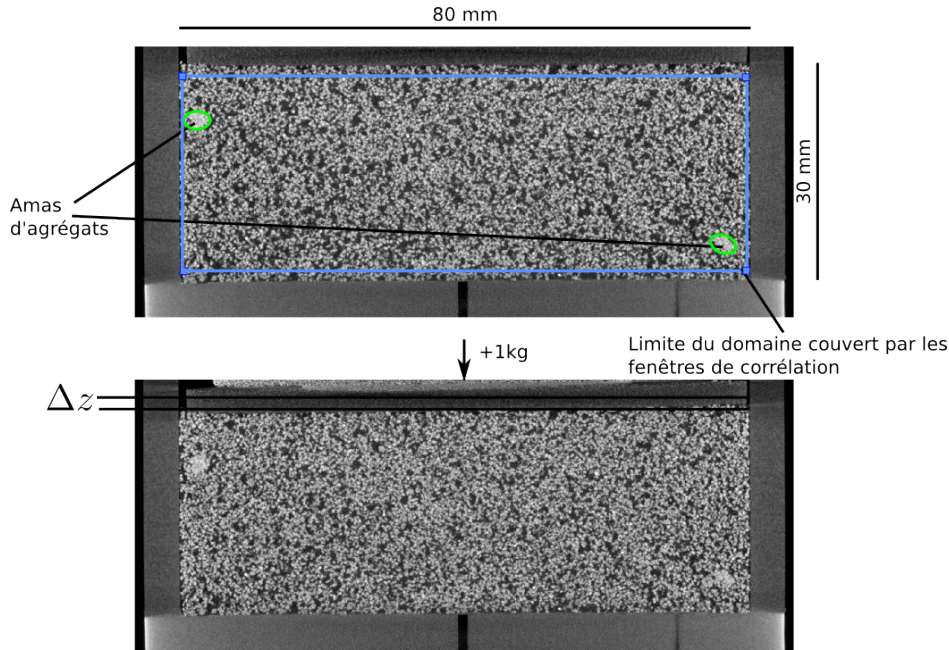


FIGURE 5.24 – Coupe verticale des images de l'éprouvette avant et après le chargement mécanique d'environ 2 kPa. Les limites du domaine couvert par les fenêtres de corrélation sont indiquées par le rectangle bleu. Des agrégats de grandes dimensions sont présents dans l'éprouvette dont deux sont entourés de vert dans la coupe verticale du haut. Les voxels sont des cubes d'environ  $54 \mu\text{m}$  de côté.

de normalisation utilisés pour corriger l'écart de niveau de gris entre les images initiale et déformée sont  $C_2 = 1,03308$  et  $B_2 = -0,332633$ . Cette correction réduit l'écart de niveau de gris dans la zone de référence : avant correction, seulement 5% des mesures dans l'image déformée sont à moins de 1 niveau de gris de celles de l'image de référence, alors qu'après correction ce pourcentage atteint 90% (voir figure 5.25(a)). La figure 5.25(b) présente les niveaux de gris dans la hauteur de l'échantillon avant et après le chargement. On peut en déduire que l'homogénéité de l'échantillon est discutable dès l'état initial. L'augmentation du niveau de gris dans la hauteur de l'échantillon traduit une augmentation de densité. Cette tendance est inattendue puisque la méthode de préparation par couche devrait induire une densité plus importante dans les couches inférieures. Les variations brutales de niveau de gris aux extrémités de l'échantillon caractérisent, quant à elles, l'effet de faisceau conique et un possible effet de bord sur l'arrangement granulaire (Camenen *et al.* 2013). Le défaut d'homogénéité ne permet pas de définir une ROI dans laquelle les relations reliant  $\varepsilon_{vol}$  et le niveau de gris  $L$  ont été développées précédemment. Malgré ce constat, nous souhaitons tout de même traiter les mesures pour en estimer les limites et la dispersion dans un cas défavorable. Comme l'essai se déroule à teneur en eau macroscopique constante (évaporation négligée), et qu'il n'est pas attendu de mouvement d'eau local, il est aussi possible de considérer une teneur en eau constante à l'échelle des cellules. A partir des mesures macroscopiques de  $\varepsilon_{vol;roi;2}$  et  $(L_{roi;2} - L_{roi;1})/L_{roi;1}$ ,  $\alpha^*$  (l'exposant \* définit ici un terme non corrigé) peut être calculé à partir de la relation suivante :

$$\frac{L_{roi;2} - L_{roi;1}}{L_{roi;1}} = \alpha^* \frac{\varepsilon_{vol;roi;2}}{\varepsilon_{vol;roi;2} + 1} \quad (5.30)$$

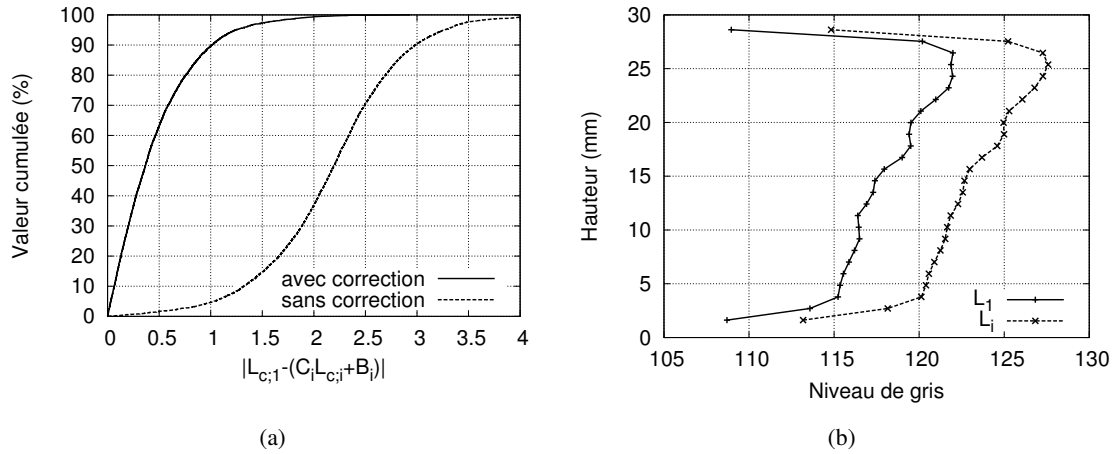


FIGURE 5.25 – (a) Pourcentage de cellule présentant une différence de niveau de gris, dans la zone de référence avant et après la normalisation, par rapport à l'image initiale (avant correction  $C_2 = 1$  et  $B_2 = 0$  et après correction  $C_2 = 1.03308$  et  $B_2 = -0.332633$ ). (b) Niveau de gris à l'échelle des cellules dans l'éprouvette avant et après le chargement (normalisation prise en compte).

on obtient  $\alpha^* \simeq -0,724$ . De plus, à l'échelle des cellules, une relation équivalente peut être trouvée en exploitant alors un nombre beaucoup plus important de points de mesure. Dans ce cas, il est possible de corriger la variation de niveau de gris afin d'approcher au mieux la dépendance entre cette variation de niveau de gris et la déformation volumique. Cette correction, équivalente à celle présentée pour la teneur en eau au paragraphe précédent, est décrite dans la figure 5.26(a). Les mesures macroscopiques (cercle vert) permettent de trouver  $\alpha^*$ , mais la loi ainsi obtenue peut ne pas bien représenter la loi locale. Ce problème provient par exemple d'une mauvaise estimation de la variation de niveau de gris (on suppose la mesure de déformation suffisamment précise). Ainsi, il est envisagé d'ajuster  $\alpha$  sur les variations locales de niveau de gris (on rappelle l'hypothèse  $\Delta w_c = 0$ ) de sorte que :

$$\frac{L_{c;2} - L_{c;1}}{L_{c;1}} - \frac{\varepsilon_{vol;roi;2}}{\varepsilon_{vol;roi;2} + 1} (\alpha^* - \alpha) = \alpha \frac{\varepsilon_{vol;c;2}}{\varepsilon_{vol;c;2} + 1} \simeq -0,408 \frac{\varepsilon_{vol;c;2}}{\varepsilon_{vol;c;2} + 1} \quad (5.31)$$

Les relations en  $\alpha$  et  $\alpha^*$  sont tracées dans la figure 5.26(b). Il est possible de vérifier la cohérence de la valeur de  $\alpha$ , à partir des estimations de  $L_a$ ,  $L_w$ ,  $L_s$  et  $n_1$ ,  $w_1$  donnés dans le tableau 5.1. L'estimation de  $L_a$ ,  $L_w$ ,  $L_s$  est réalisée en ajustant trois distributions normales sur l'histogramme de niveau de gris de l'image initiale. De cet ajustement, il vient :  $L_a=56$ ,  $L_w=99$  et  $L_s=168$ . A partir de ces paramètres et des incertitudes sur les paramètres d'état et sur ces niveaux de gris ( $\pm 5$  niveaux de gris choisis ici), il vient  $\alpha = -0,42 \pm 0,04$  :  $\alpha \simeq -0,408$  est donc une valeur possible, contrairement à  $\alpha^* = -0,724$ . Cette valeur de  $\alpha$  et le terme correctif ainsi défini sont donc retenus. Dès lors, nous pouvons quantifier la validité des mesures de niveau de gris, c'est-à-dire estimer, connaissant la déformation volumique, la variation relative de niveau de gris et inversement. Les résultats sont donnés dans les figures 5.27(a) et 5.27(b) et montrent qu'aux plus petites échelles d'observation, l'écart entre le modèle et les mesures croît. Par exemple, 90% des mesures de déformations permettront de déterminer à moins de 0,5% la variation relative de niveau de gris à l'échelle d'une couche de sol de 2 mm d'épaisseur. A l'échelle des cellules, l'écart atteint 2% pour 90% des mesures. La même observation peut être faite sur l'estimation des déformations

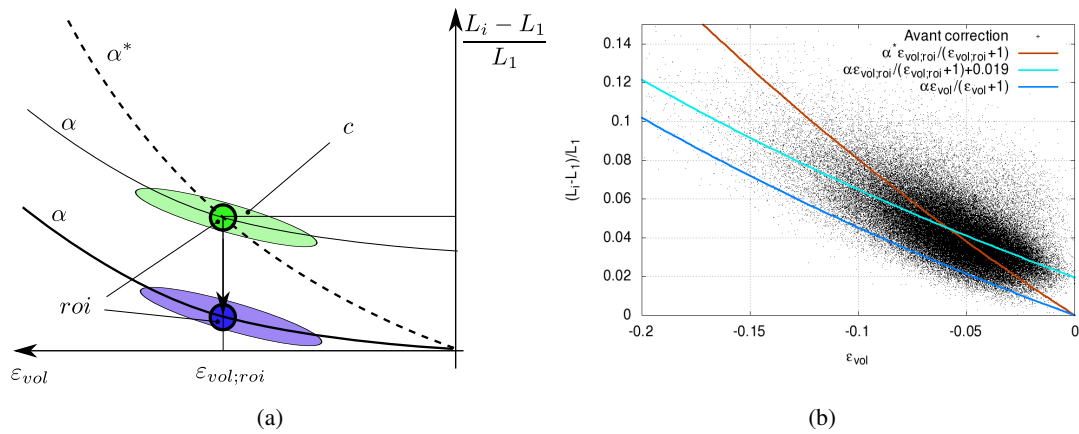


FIGURE 5.26 – Ajustement du coefficient  $\alpha$  : (a) présentation schématique de l’ajustement ; (b) amplitude de l’ajustement pour l’essai mécanique.

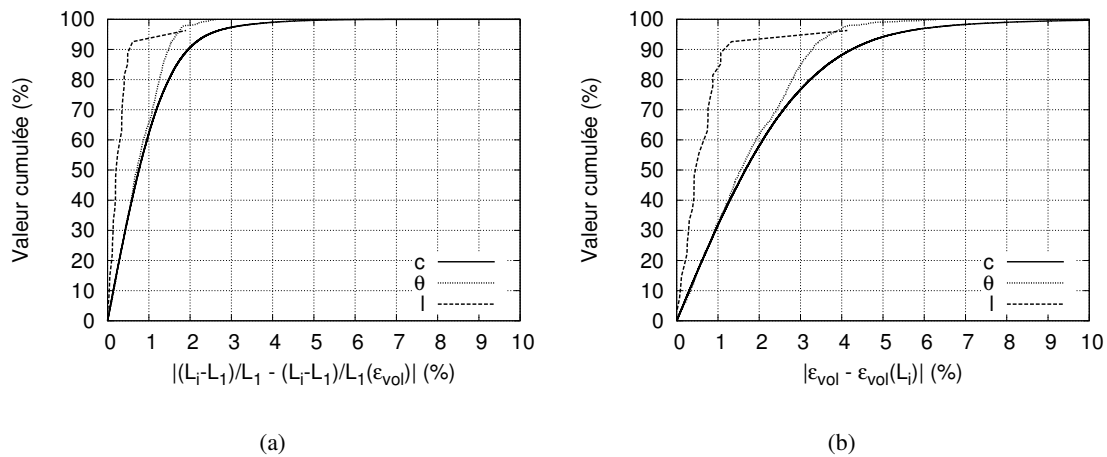


FIGURE 5.27 – Pourcentage de mesures inférieures à l’écart absolu : (a) entre les variations relatives de niveau de gris mesurée et déduite de la déformation volumique (b) entre la déformation volumique mesurée et déduite de la variation relative du niveau de gris (échelles  $c$ ,  $\theta$ ,  $l$ ).

connaissant la variation relative de niveau de gris (voir figure 5.27(b)). Le modèle n’est donc pas d’une très grande précision pour décrire le lien entre  $\epsilon_{vol}$  et la variation relative de niveau de gris  $L$ , mais rappelons que les conditions d’essais ne sont pas optimales : l’homogénéité initiale de l’échantillon est insuffisante. Cependant, la méthode proposée a pour objectif de mesurer une variation de teneur en eau et non pas une déformation. Dans ce contexte, la figure 5.27(a) peut fournir une information sur la variabilité des mesures de teneur en eau. En effet, en reprenant l’estimation des paramètres  $L_a$ ,  $L_w$ ,  $L_s$ ,  $n_1$ ,  $w_1$  donnés précédemment,  $\beta = 0.4 \pm 0.1$  d’après l’équation (5.13). Ainsi, l’écart de la variation de niveau de gris de la figure 5.27(a) multiplié par  $(\epsilon + 1)/\beta$ , donne la fluctuation aléatoire des teneurs en eau. Par exemple, en prenant  $\epsilon_{vol} = 6\%$ , 90% des mesures présenteront une teneur en eau dont l’incertitude serait d’environ  $\pm 5\%$  à l’échelle des cellules et d’environ  $\pm 1\%$  à l’échelle d’une couche de sol.

La figure 5.28(a) montre ces imprécisions aux trois échelles ( $l$ ,  $\theta$  et  $roi$  pour l’échantillon) dans



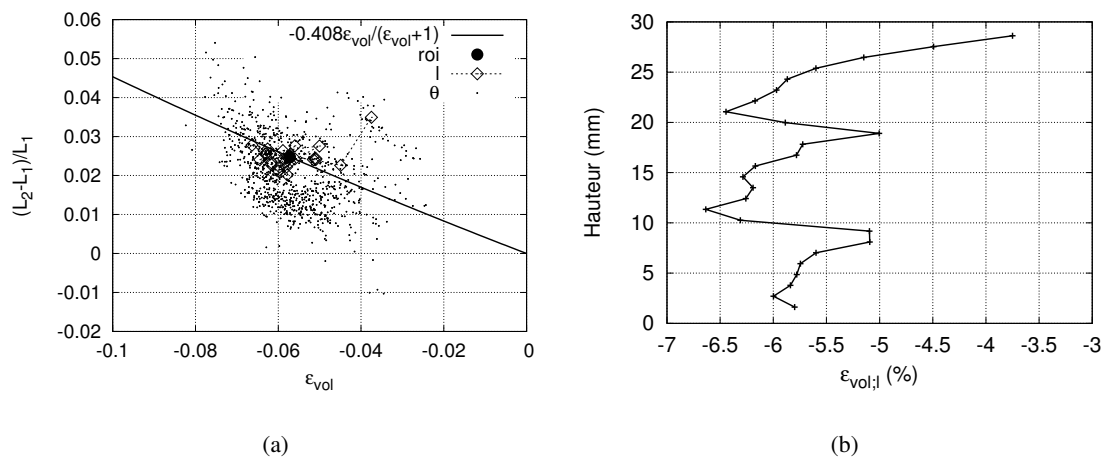


FIGURE 5.28 – (a) Variation relative du niveau de gris en fonction de la déformation volumique à l'échelle de l'échantillon (*roi*), d'une couche (*l*), et de tores ( $\theta$ ); (b) déformation volumique moyenne par couche.

le plan  $\varepsilon_{vol} - ((L_2 - L_1)/L_1)$ . Notons que les mesures  $\theta$  ne comportent pas toutes le même nombre de mesures (tores de diamètres différents) et n'ont donc pas toutes la même précision. Un des points de mesure par couche s'écarte largement du modèle, et correspond à la couche la plus proche de l'embase supérieure comme le montre la figure 5.28(b). Cette figure, qui présente la déformation volumique par couche, illustre la forte hétérogénéité des déformations, marquée par la présence de variations importantes à 10 et 20 mm de hauteur. Ces positions coïncident avec la position des couches de sol réalisées au cours de la préparation de l'éprouvette : 3 couches de sable humide d'environ 10 mm d'épaisseur étaient légèrement compactées sous le poids propre de l'embase supérieure. Ainsi, la compaction tend à densifier très localement 2-3 mm de sol, réduisant alors la déformabilité de ces zones densifiées. Cette variabilité verticale est couplée à une variabilité radiale visible dans les cartes fournies dans la figure 5.29. La moitié gauche de chaque figure correspond à une demi coupe de l'intérieur de l'éprouvette et la moitié droite présente les mesures  $\theta$  (moyennes orthoradiales) du champ considéré. Malgré la rotation de l'embase supérieure, la moyenne  $\theta$  est pour chaque quantité une bonne représentation des mesures plus locales : les mesures ont globalement une symétrie axisymétrique. De plus, cette représentation en  $\theta$  permet de saisir des tendances difficiles à détecter dans une simple coupe verticale. Ainsi, quelle que soit la quantité représentée, une hétérogénéité radiale s'ajoute à l'hétérogénéité verticale. Chaque couche de 10 mm d'épaisseur semble avoir un comportement singulier. La couche supérieure se déforme peu en son centre et de fortes déformations sont localisées près des parois de la cellule. La couche intermédiaire est sans doute la plus homogène vis-à-vis des déformations qu'elle endure (voir figure 5.29(a)). La couche inférieure suit quasiment un comportement inverse de la couche supérieure : aucune déformation près des parois contrairement à son centre. La zone centrale en forme de cône, plus clairement visible sur la carte de la déformation verticale et de cisaillement (figures 5.29(c) et 5.29(b)), montre un comportement général qui s'ajoute au comportement particulier par couche. Juste en dessous de l'embase supérieure, le milieu se déforme peu comme par analogie avec le cône de glissement présent sous une semelle de bâtiment. De plus, au voisinage des parois de la cellule, les grains n'ont pas la même mobilité que ceux à l'intérieur de

l'éprouvette (voir figure 5.29(d)). Il est possible d'interpréter ce champ de déplacement comme le fait que les grains frottant sur la paroi sont moins mobiles que ceux du centre de l'éprouvette. Cependant, le coefficient de frottement paroi-grains est certainement plus faible que le frottement interne du milieu. Ainsi, le phénomène de localisation dans la couche supérieure du sol, proviendrait plutôt d'un état de contrainte hétérogène qui conduit à des réorganisations dans des zones mécaniquement plus faibles.

Concernant le niveau de gris initial  $L_1$  de la figure 5.29(e), on remarque la présence d'une zone moins dense dans le coin inférieur de l'éprouvette. Cette hétérogénéité explique en partie l'apparente localisation de la variation relative de niveau de gris dans cette zone, par rapport au centre de l'éprouvette qui présente le même ordre de grandeur de déformation volumique. Cela confirme donc que l'homogénéité initiale est une condition importante si l'on souhaite pouvoir exploiter la corrélation entre la déformation volumique et la variation relative de niveau de gris.

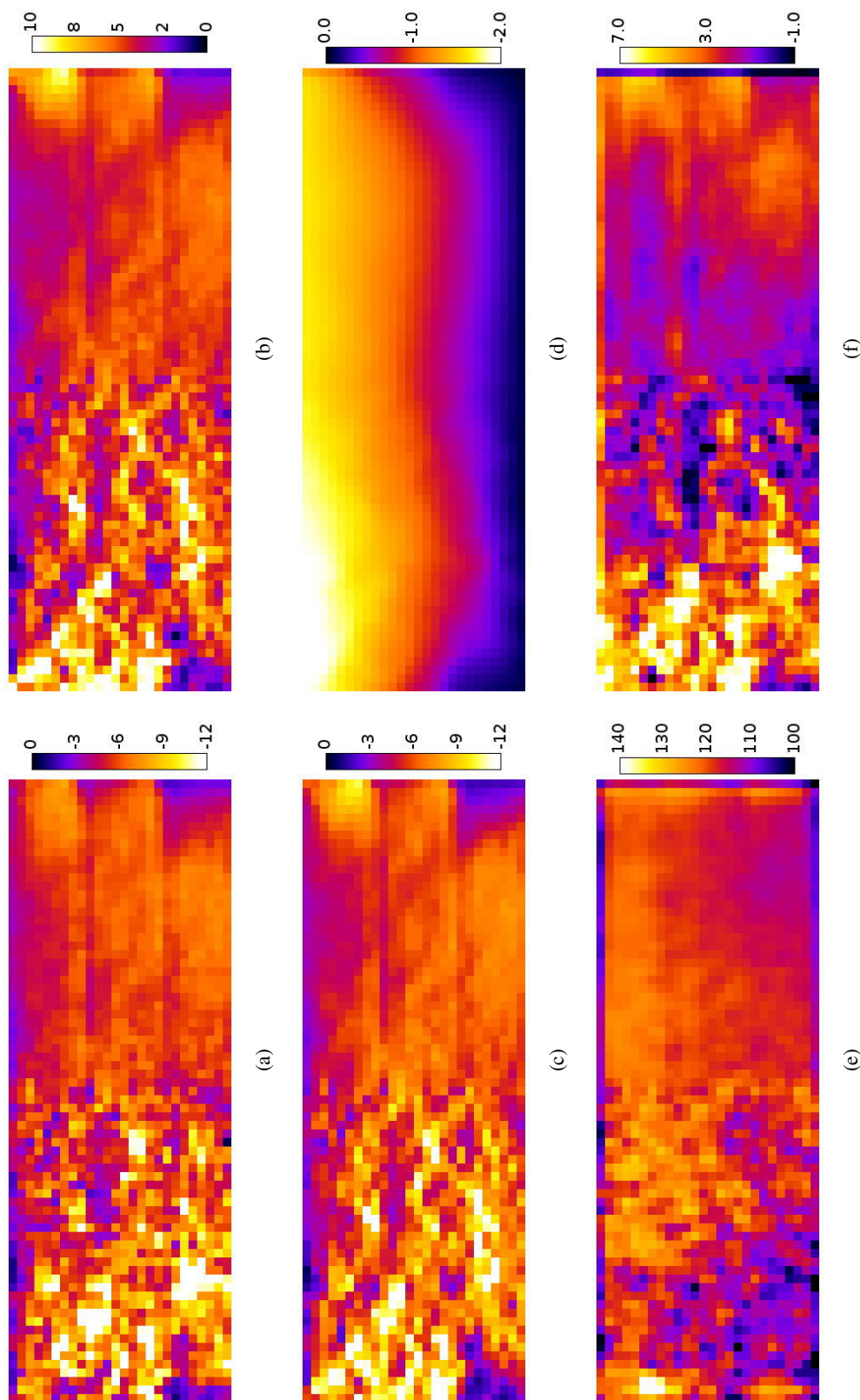


FIGURE 5.29 – Chargement mécanique : coupe verticale et moyenne orthoradiale de (a)  $\epsilon_{vol}$  (%), (b)  $\epsilon_{devia}$  (%), (c)  $\epsilon_{zz}$  (%), (d) déplacement vertical (mm), (e)  $L_1 (L_2 - L_1)/L_1$  (%), (f)  $L_1$  (mm)

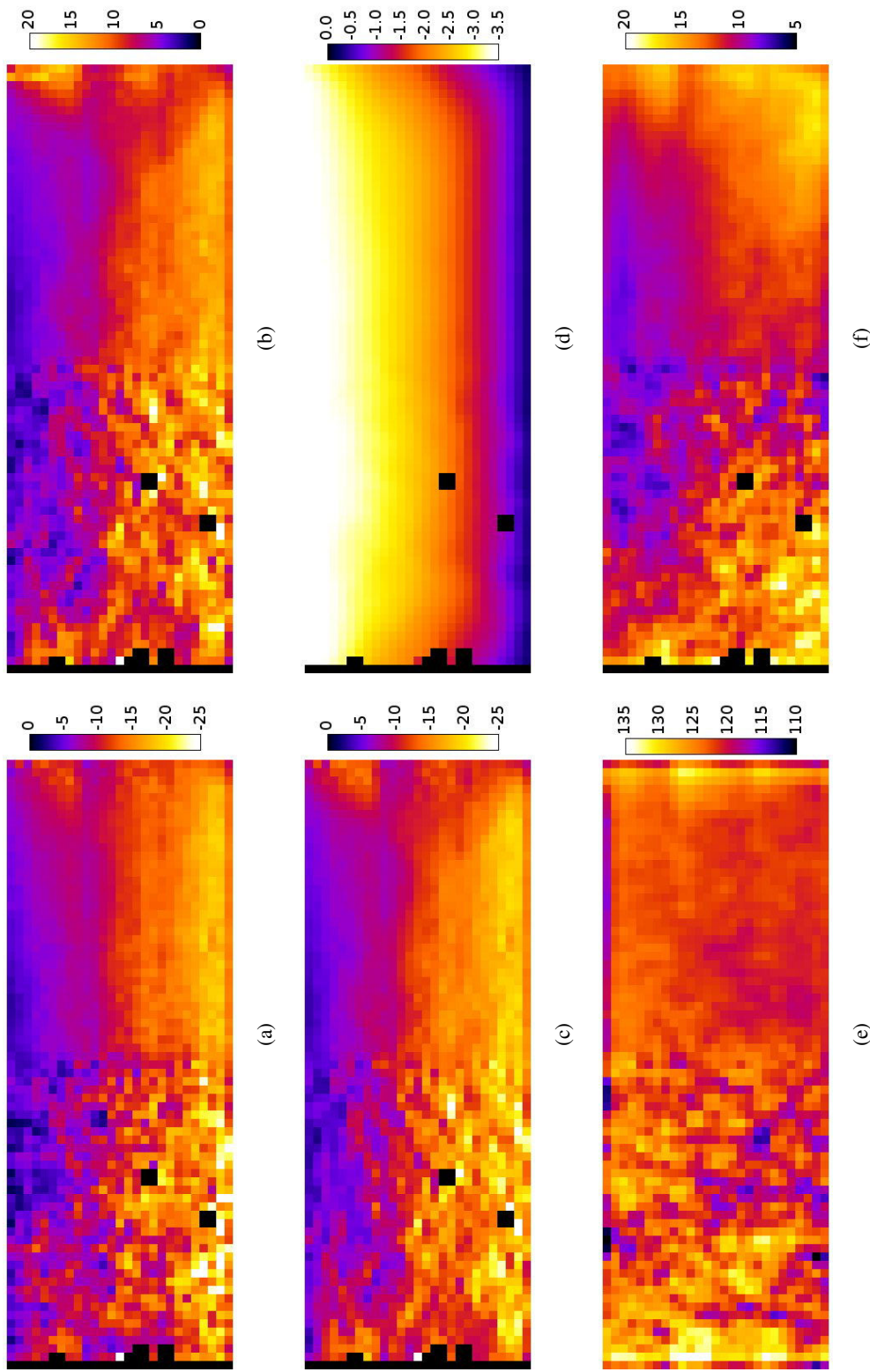


FIGURE 5.30 – Chargement hydrique : coupe verticale et moyenne orthoradiale de (a)  $\varepsilon_{vol}$  (%), (b)  $\varepsilon_{devia}$  (%), (c)  $\varepsilon_{zz}$  (%), (d) déplacement vertical (mm), (e)  $L_1$ , (f)  $(L_2 - L_1)/L_1$  (%)

### 5.7.2 Imbibition à volume d'eau contrôlé

Un coupe verticale de l'éprouvette avant et après imbibition est fournie dans la figure 5.31. Notons que la saturation n'est pas complète mais génère toutefois environ 11% de perte de volume. La présence d'amas d'agrégats est aussi détectée. Comme pour l'essai précédent, nous présentons les

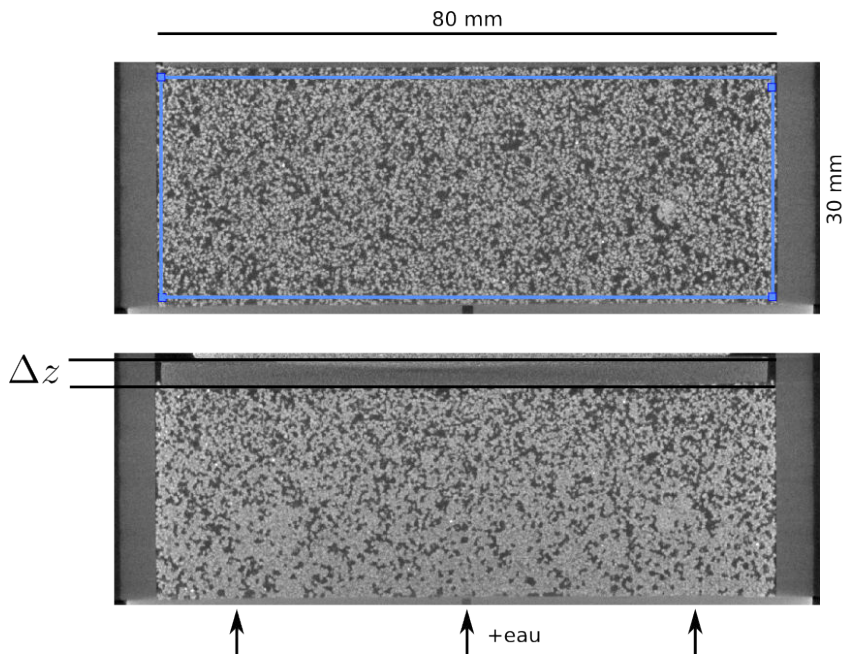


FIGURE 5.31 – Coupe verticale des images de l'éprouvette avant et après l'imbibition partielle. Les limites du domaine couvert par les fenêtres de corrélation sont indiquées par le rectangle bleu. Les voxels sont des cubes d'environ  $54 \mu\text{m}$  de côté.

cartes de déformations, de déplacement vertical et de niveau de gris dans la figure 5.30 (les carrés noirs sont des cellules désactivées dans lesquelles au moins une des fenêtres de corrélation n'a pu être appariée). Les champs de déformations sont assez proches des champs obtenus par l'essai mécanique précédent : d'importantes déformations touchent une zone centrale ayant la forme d'un cône (ici tronqué) et une zone proche de la cellule en PMMA dans la couche supérieure. Si l'on s'intéresse à la déformation volumique par couche (voir figure 5.32(b)), on constate de nouveau l'influence de la méthode de préparation sur la déformabilité des couches (singularité du champ de déformation à 10 et 20 mm d'altitude). Les isovaleurs de déplacement de la figure 5.30(d) prennent aussi la forme de cuvettes. Les niveaux de gris à l'état initial sont aussi plus importants dans la partie supérieure de l'éprouvette.

La plus grande différence entre les deux essais concerne la variation relative de niveau de gris : dans cet essai, les plus fortes variations se situent dans la zone de fortes déformations au cœur de l'éprouvette mais aussi sur toute la hauteur de l'échantillon proche de la cellule en PMMA. De plus, la variation relative de niveau de gris reste importante (environ 5%) dans des zones faiblement déformées comme dans la partie supérieure de l'éprouvette. Ainsi, on observe bien que la variation relative de niveau de gris ne dépend pas uniquement de la déformation, mais aussi d'un apport d'eau que l'on cherche à déterminer. A l'échelle des couches de sol de 2 mm d'épaisseur, la dépendance entre la déformation volumique et la variation de niveau de gris est donnée dans la

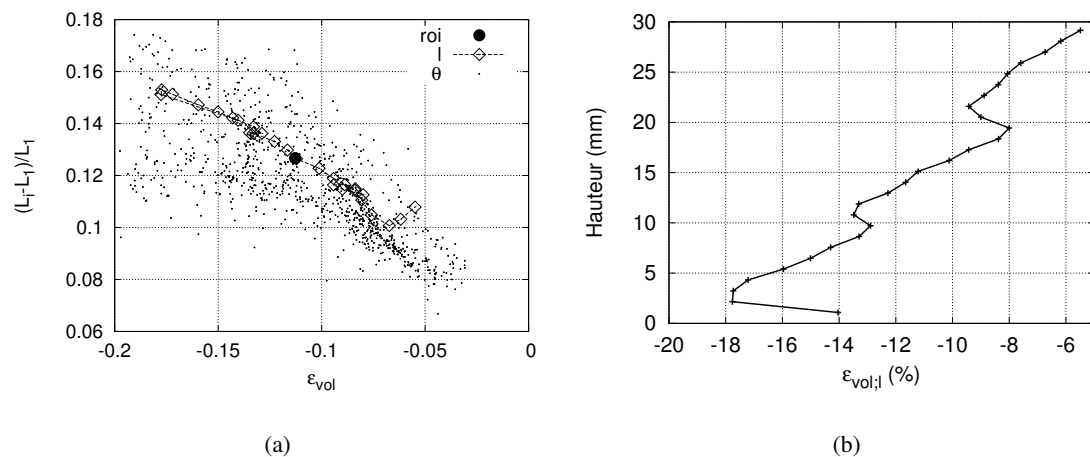


FIGURE 5.32 – (a) Variation relative du niveau de gris en fonction de la déformation volumique, (b) déformation volumique dans la hauteur de l'éprouvette.

figure 5.32(a), et l'on perçoit le comportement général suivant : l'apport d'eau réduit la cohésion du milieu et génère des déformations. L'idée est donc de trouver la part de la déformation volumique dans l'augmentation du niveau de gris pour en déduire celle de l'eau. Pour tenter de revenir aux teneurs en eau locales, il est nécessaire de connaître au minimum la teneur en eau macroscopique avant et après l'essai afin d'ajuster  $\alpha$  et  $\beta$ . Malheureusement, le montage expérimental ne permet pas de déterminer précisément la quantité d'eau apportée dans l'éprouvette car le circuit d'eau n'était pas saturé avant l'essai. Cette lacune est corrigée dans le chapitre suivant, en installant une céramique entre l'éprouvette et le réservoir d'eau. De plus, la méthode de préparation des éprouvettes jusqu'alors utilisée, montre un problème d'homogénéité qui, comme nous l'avons vu, perturbe l'analyse. Un effort est aussi apporté sur ce point dans le chapitre suivant, en étudiant le processus de préparation des éprouvettes constituées suivant la méthode p2, et en caractérisant plus précisément l'homogénéité au travers d'outils comme l'étude statistique et le niveau de gris initial.

Nous souhaitons terminer cette partie sur le comportement de l'éprouvette en cours d'imbibition. En effet, dans cet essai, des radiographies de l'éprouvette ont été acquises à intervalle de temps constant, ici toutes les deux secondes. L'imbibition était assurée par un contrôleur pression-volume qui était piloté en volume en fixant un débit d'eau constant : toutes les 60 ms,  $1 \text{ mm}^3$  d'eau était injecté, ce qui correspond à un débit de 1 ml/min. Ces radiographies fournissent alors l'évolution de l'éprouvette au cours de l'imbibition. La corrélation d'images opérée sur ces radiographies 2D, nous permet, de façon approximative, de déterminer un champs de déformation de l'éprouvette projetée. Les résultats de la corrélation pour la dernière image acquise (qui ne correspond pas à la dernière étape d'imbibition) sont donnés dans la figure 5.33(a). La qualité de la corrélation est bien évidemment plus faible dans la partie centrale de l'éprouvette (mesure ponctuelle d'un phénomène 3D) comme le montre la carte des coefficients de corrélation de la figure 5.33(b) : un coefficient de 100% signifie qu'il y a aucune correspondance entre les fenêtres de corrélation. Dans cet essai, ce coefficient varie entre 0,75% et 82%, pour respectivement les bords et le centre de l'éprouvette. On retrouve cependant dans la figure 5.33(a), les zones de localisation des déformations : les coins supérieurs et la partie centrale de l'éprouvette. Les radiographies ont été corrélées par rapport à

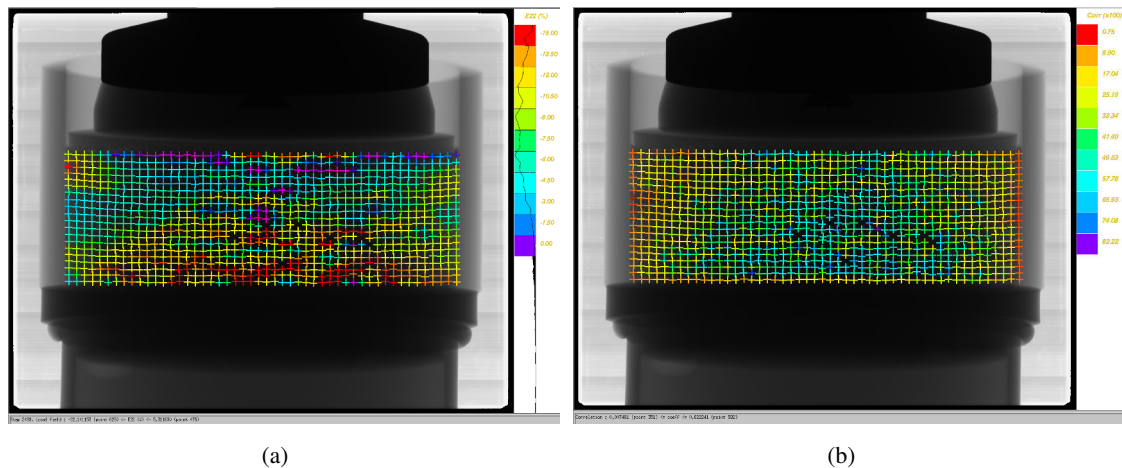


FIGURE 5.33 – Corrélation d’image des radiographies au cours de l’imbibition (a) déformation verticale à l’état final (violet 0%, rouge -15%) ; (b) coefficient de corrélation variant entre 0,75 % (rouge) et 82 % (violet).

la toute première radiographie. La déformation verticale en fonction du temps, et donc du volume d’eau injecté, est présentée dans la figure 5.34(a). La première phase correspond au remplissage du réservoir. Il vient ensuite l’apparition des déformations, dont l’évolution est quasiment linéaire avec le volume d’eau, comme déjà relevé dans le chapitre 4. On remarque aussi, même à un très faible niveau de chargement d’environ 2 kPa, la présence de sauts d’effondrement, dont le plus important, entouré d’un cercle noir, est isolé dans la figure 5.34(b). On observe une première augmentation brutale des déformations, suivie d’une stabilisation partielle pendant au moins 2s, après quoi, un second saut d’effondrement de grande amplitude survient. Ce type de comportement laisse penser à un comportement métastable. Pourtant, on peut imaginer qu’une augmentation lente d’un chargement mécanique peut produire le même type de résultat. Tout du moins, ces deux essais, l’un par une augmentation de la contrainte granulaire et l’autre par une diminution, donnent des résultats comparables. Le comportement des éprouvettes, parfois désordonné ou aléatoire, semble plutôt provenir du phénomène de stick and slip que l’on retrouve dans n’importe quel type de contact frottant ou cohésif.

## 5.8 Conclusion

Dans cette partie, nous avons présenté certaines méthodes d’analyses spécifiques aux études expérimentales à petites échelles de matériaux granulaires. Nous avons détaillé les méthodes retenues dans notre étude parmi lesquelles la méthode permettant d’extraire la teneur en eau locale d’une mesure de variation relative de niveau de gris et d’une mesure de déformation volumique. Deux essais préliminaires ont décrit les problématiques liées à cette méthodologie : stabilité des niveaux de gris, homogénéité et bruit de mesure. Jusqu’à présent, aucun de ces essais n’a permis de mesurer une teneur en eau locale. Cet objectif est traité dans le chapitre suivant, consacré au dépouillement d’un essai d’effondrement capillaire.

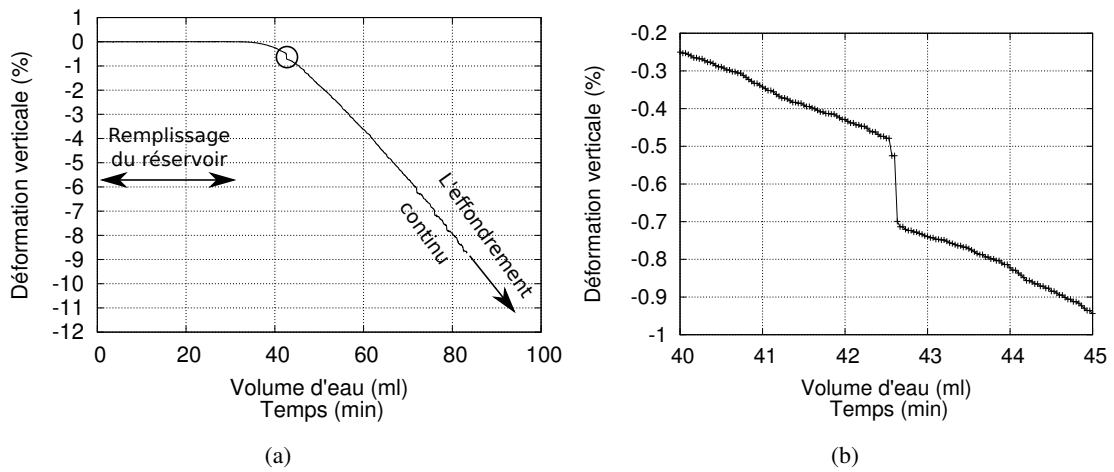


FIGURE 5.34 – Déformation verticale totale mesurée au cours de l'imbibition à partir des radiographies : (a) pour tout l'essai ; (b) zoom sur le saut d'effondrement entouré d'un cercle noir.





# Effondrement capillaire observé à petites échelles

Un essai d’effondrement a été réalisé au sein du microtomographe du laboratoire Navier afin d’observer et de quantifier l’évolution interne d’un échantillon lâche de sable humide lors de son imbibition. Dans un premier temps, la procédure de préparation d’un échantillon est analysée dans le but de définir plus précisément l’histoire de l’éprouvette et ses conséquences en termes d’homogénéité. Dans un second temps, les conséquences de l’imbibition sur la microstructure sont analysées.

## Sommaire

---

<b>6.1</b>	<b>Processus de préparation d’un échantillon</b>	<b>155</b>
6.1.1	Choix des images de référence pour la corrélation	155
6.1.2	Détermination de la ROI	157
6.1.3	Déformations générées par la compaction et l’arasage dans la ROI	158
6.1.4	Niveaux de gris et incertitudes de la méthode de traitement	159
6.1.5	Coupes verticales et moyennes orthoradiales	162
6.1.6	Conclusion	166
<b>6.2</b>	<b>Dispositif expérimental</b>	<b>166</b>
6.2.1	Cellule et échantillon d’essai	166
6.2.2	Contrôle de l’imbibition par la méthode de la colonne d’eau	167
6.2.3	Paramètres et protocole d’acquisition	169
<b>6.3</b>	<b>Caractérisation de la microstructure initiale</b>	<b>170</b>
6.3.1	Homogénéité verticale et radiale	170
6.3.2	Seuillage des images et incertitudes	173
6.3.3	Taille des agrégats et des pores	175
6.3.4	Volume élémentaire représentatif	177
<b>6.4</b>	<b>Évolutions de l’échantillon au cours de l’imbibition</b>	<b>178</b>
6.4.1	Potentiel de rétention d’eau	179
6.4.2	Corrélation d’images volumiques	180
6.4.3	Teneur en eau par la variation des niveaux de gris	185
6.4.4	Taille des agrégats et des pores remplis d’air	190

6.4.5	Tailles du volume élémentaire représentatif . . . . .	195
<b>6.5</b>	<b>Discussions</b> . . . . .	<b>199</b>
6.5.1	Microstructure initiale et son évolution avant effondrement . . . . .	199
6.5.2	Mécanisme d'effondrement . . . . .	199
6.5.3	Hétérogénéités . . . . .	200
6.5.4	Relations micro-macro . . . . .	201
<b>6.6</b>	<b>Conclusion</b> . . . . .	<b>204</b>

---

## 6.1 Processus de préparation d'un échantillon

Dans cette partie, nous analysons les étapes de préparation d'une éprouvette constituée suivant la méthode de préparation p2. Cette méthode présentée dans le chapitre 4 est ici décrite succinctement. La première étape consiste à remplir de sable humide la cellule munie d'une rehausse. Le remplissage est assuré par une table à secousse et d'un système de tamis permettant d'améliorer la répartition du sable. Un premier arasage évacue le surplus de sable et permet de compacter l'éprouvette à déformation imposée. La rehausse est ensuite enlevée, et le sable humide qui surplombe la cellule est évacué par une deuxième opération d'arasage. La figure 6.1 présente trois coupes verticales de l'éprouvette aux trois étapes de préparation : avant (étape 1) et après la compaction (étape 2) puis à l'état final après le deuxième arasage (étape 3). Les paramètres d'état de l'éprouvette après les deux opérations d'arasage sont donnés dans le tableau 6.1. Comme pour l'essai d'effondrement, le sable a été tamisé à  $250\mu\text{m}$  pour ne garder que le refus. L'objectif de cette partie est de caractériser l'histoire de l'éprouvette et ses hétérogénéités.

Tableau 6.1 – Paramètres d'état et intervalles de confiances de l'éprouvette en cours de préparation suivant la méthode de constitution p2

Paramètres d'état	Après le premier arasage	Après le deuxième arasage
Teneur en eau ( $w$ )	$7 \pm 0,2 \%$	$7 \pm 0,2 \%$
Porosité ( $n$ )	$64 \pm 0,5 \%$	$55,6 \pm 0,5 \%$
Indice des vides ( $e$ )	$1,77 \pm 0,04$	$1,25 \pm 0,03$
Degré de saturation ( $S_r$ )	$10,5 \pm 0,2 \%$	$14,9 \pm 0,3 \%$
Fraction d'air ( $p$ )	$57,2 \pm 0,6 \%$	$47,3 \pm 0,6 \%$

### 6.1.1 Choix des images de référence pour la corrélation

La figure 6.1 et le tableau 6.1 montrent que l'éprouvette subit des changements importants de porosité et de volume au cours des étapes de préparation. Une stratégie particulière a donc été employée pour suivre les évolutions de l'éprouvette par corrélation d'images.

Le premier point concerne la base de mesure, qui est choisie identique à celle utilisée pour l'essai d'effondrement : dans cet essai, toutes les étapes auront comme référence l'éprouvette en sortie de préparation. Un tel choix facilite l'analyse et l'interprétation des résultats pour caractériser l'évolution de l'éprouvette. Ainsi, la même répartition des fenêtres de corrélation (adjacentes) est utilisée à l'étape finale 3 (après arasage), cette étape qui sera l'étape initiale de l'essai d'effondrement. La corrélation est donc réalisée en prenant l'éprouvette à l'étape 3 (après arasage) comme image de référence. Les images déformées sont donc celles de l'éprouvette aux étapes 1 (avant compaction) et 2 (après compaction et avant arasage).

Le deuxième point porte sur le fait qu'une partie de l'éprouvette est enlevée par arasage entre l'étape initiale 1 et l'étape finale 3. Il est donc conseillé de prendre l'état final comme état de référence afin de s'assurer que l'ensemble des fenêtres de corrélation peuvent être appariées. Comme nous le verrons ci-après, l'arasage (évolution 2-3) génère peu de déformation mais empêche l'appariement des fenêtres de corrélation situées dans le plan d'arasage. Ainsi, pour permettre l'analyse complète de l'opération de compaction (évolution 1-2) sans l'influence de l'arasage, l'étape

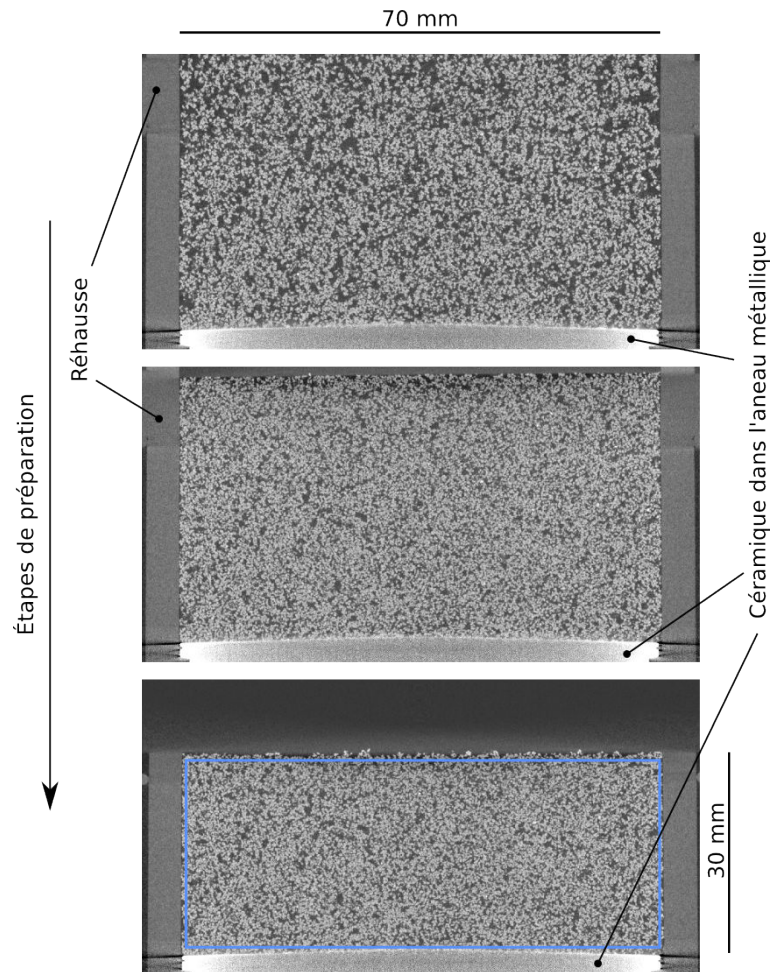


FIGURE 6.1 – Coupes verticales des images de l'éprouvette au cours de sa préparation aux étapes 1 (avant compaction), 2 (après compaction et avant arasage) et 3 (après arasage). Les limites du domaine couvert par les fenêtres de corrélation sont indiquées par le rectangle bleu. Les voxels sont des cubes de  $50 \mu\text{m}$  de côté.

1 est corrélée avec l'étape 2, en conservant toutefois la base de mesure de l'étape 3.

Notons cependant qu'il ne suffit pas de calculer l'opposé des mesures de déformations et de variation de niveau de gris pour replacer les mesures dans l'ordre chronologique des étapes. Par exemple, la compaction d'environ  $-20\%$  (tassement de  $9,7\text{mm}$  d'une éprouvette de  $49\text{mm}$ ) réalisée entre l'étape 1 et 2 (c'est à dire, au cours de la compaction), est équivalente à un gonflement d'environ  $25\%$  de l'étape 2 vers l'étape 1. Finalement, afin de garantir que la moyenne des déformations volumiques locales  $\varepsilon_{vol;c}$  soit bien égale à la déformation volumique de la région d'intérêt  $\varepsilon_{vol;roi}$ , il est nécessaire de définir une répartition homogène des fenêtres de corrélation, comme cela a été vu au chapitre précédent. Tous les résultats sont donc présentés sur la même base de mesure pour les évolutions 2-1 (compaction) et 3-2 (arasage), avec la notation  $i-j$  pour  $i$  l'étape déformée et  $j$  l'étape de référence. Dans la suite, l'image de l'étape  $i$  (avec  $i$  variant de 1 à 3) est appelée image  $i$ .

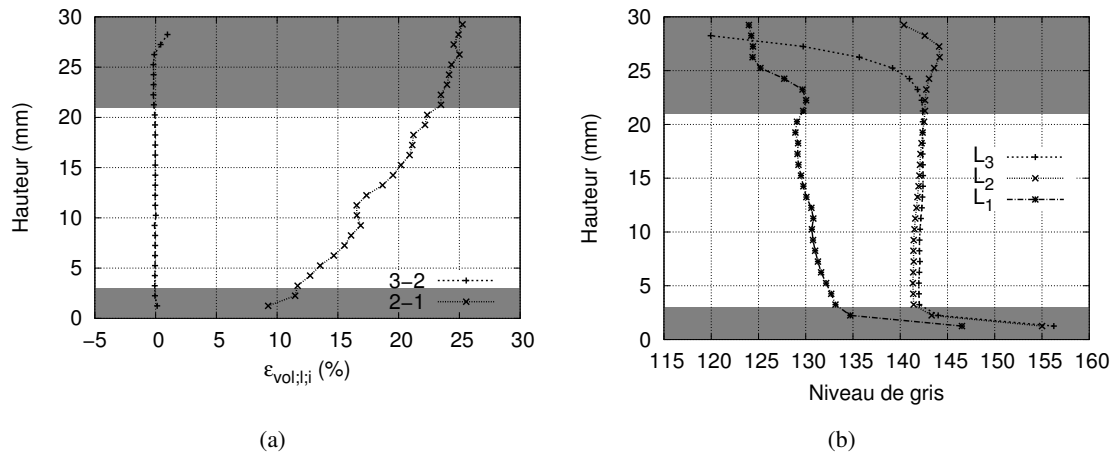


FIGURE 6.2 – Moyenne par couche : (a) de la déformation volumique ; (b) du niveau de gris. Les extrémités de l'éprouvette grisées ne font pas partie de la ROI définie entre 3 et 21 mm.

### 6.1.2 Détermination de la ROI

La déformation volumique et le niveau de gris par couche sont fournis dans la figure 6.2. Notons que le dernier plan de fenêtres de corrélation en haut de l'échantillon, situé à proximité du plan d'arasage, n'a pas pu être corrélé dans l'analyse de l'opération d'arasage (évolution 3-2). Cette opération génère toutefois peu de déformation sur la quasi totalité de l'éprouvette. Ce constat montre alors que le champ de déformation mesuré sur l'évolution 2-1 (compaction) serait très proche de l'évolution 3-1 (compaction puis arasage) qui caractérise l'histoire de l'éprouvette depuis sa pluviation. Nous observons que la compaction génère un champ de déformations hétérogène dans la hauteur de l'échantillon. La figure 6.2(a) présente un champ de gonflement de l'étape 2 vers l'étape 1 ( $\epsilon_{vol} > 1$ ) caractérisé par un gradient vertical orienté vers le haut. Un tel champ ne permet pas de garantir, à première vue, l'homogénéité de l'éprouvette à la fin du processus de préparation. Cependant, en s'intéressant au niveau de gris moyen par couche donné dans la figure 6.2(b), on observe aussi la présence d'un gradient à l'étape 1 (avant la compaction). Or, après la compaction, c'est-à-dire aux étapes 2 et 3, ce gradient de niveau de gris s'efface sur une hauteur comprise entre 3 et 21 mm. Cela indique donc que la compaction a permis d'homogénéiser le niveau de gris au centre de l'éprouvette. Les valeurs de niveaux de gris aux extrémités de l'éprouvette sont très dispersées. En partie inférieure de l'échantillon, l'anneau métallique dégrade la qualité de l'image (voir figure 6.1) et augmente artificiellement l'absorption de l'éprouvette sur environ 3 mm de hauteur. En partie supérieure de l'échantillon, les changements de niveau de gris entre les états 1 et 2 sont principalement dus à la compaction. Cependant, une singularité du niveau de gris visible dans la figure 6.2(b) (entre 20 et 25 mm pour l'état 1 et au-dessus de 25 mm pour l'état 2) révèle la présence du guide en PMMA, utilisé pour centrer la rehausse sur la cellule d'essai. Ce guide influence donc le niveau de gris interne de l'éprouvette. De plus, à l'étape finale 3, le niveau de gris en haut de l'échantillon décroît brutalement par rapport au profil de l'étape 2. Cette évolution est due à l'artefact de faisceau conique puisque les déformations entre ces deux étapes sont faibles.

Nous choisissons donc de définir une ROI dans la zone au sein de laquelle le niveau de gris ne

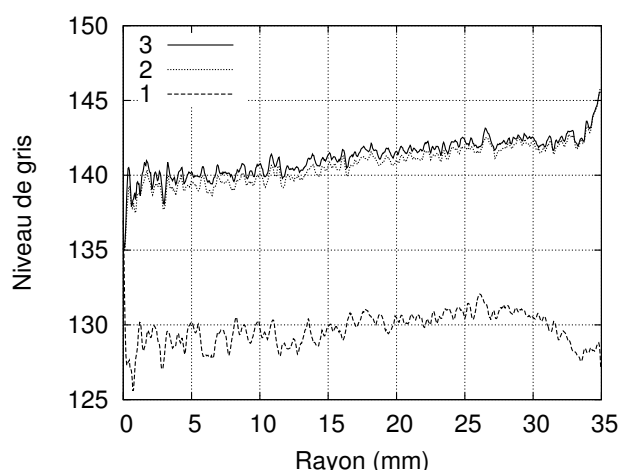


FIGURE 6.3 – Niveau de gris moyen en fonction de la distance au centre de l'éprouvette aux 3 étapes de préparation.

semble pas être influencé par les frontières de l'éprouvette : entre 3 et 21 mm de hauteur (voir figure 6.2). Dans cette ROI, nous observons, à partir de la figure 6.3, une relative stabilité du niveau de gris dans le diamètre de l'éprouvette. L'artefact de durcissement de faisceau, qui se traduit généralement par une allure parabolique du niveau de gris avec le rayon, ne semble pas profondément perturber le niveau de gris dans ces images.

### 6.1.3 Déformations générées par la compaction et l'arasage dans la ROI

Les déformations moyennes dans la ROI sont données dans le tableau 6.2. Concernant l'évolution 2-1 correspondant à l'opération de compactage, on peut remarquer que la déformation équivalente de cisaillement de von Mises (appelée aussi déviatorique) est très proche de la déformation volumique. Or, dans le cas d'une compression œdométrique parfaite (sans localisation), la déformation de cisaillement est donnée par :  $\varepsilon_{devia} = 2/3\varepsilon_{vol} \simeq 12\%$ . Cette relation n'est pas vérifiée dans notre cas, ce qui montre qu'un cisaillement plus intense que prévu existe à l'échelle locale.

Au contraire, on remarque que l'arasage ne génère quasiment aucune déformation dans la ROI (voir tableau 6.2). Ainsi les écarts types donnés pour l'évolution 3-2 (arasage), caractérisent la dispersion des mesures de déformation par corrélation d'image. Vis-à-vis d'une déformation principale  $\varepsilon_{jj}$ , d'écart type  $\sigma_{\varepsilon_{jj}}$ , et à partir de la loi de propagation des incertitudes (guide BIPM et OIML (2008)), il est possible d'exprimer  $\sigma_{\varepsilon_{vol}}$  en fonction de  $\sigma_{\varepsilon_{jj}}$  :

$$\sigma_{\varepsilon_{vol}}^2 = 3\sigma_{\varepsilon_{jj}}^2 \quad (6.1)$$

ce qui nous permet d'en déduire  $\sigma_{\varepsilon_{jj}}=0.17\%$ . La base de mesure des déformations à l'échelle des cellules est une base cubique de 20 voxels de côté. Par conséquent, l'écart type associé à une mesure de déplacement  $u$  est de  $\sigma_u=20 \times 0,17\%=0.03$  voxel. L'intervalle de confiance d'une mesure de déplacement est donc de l'ordre de  $\pm 0.1$  voxel, équivalent à  $\pm 5 \mu\text{m}$ . La dispersion des mesures est donc assez faible, ce qui peut s'expliquer par la texture marquée des images.

Remarquons dans le tableau 6.2 que l'écart type des niveaux gris de l'image 1 est supérieur à celui

des images 2 et 3, confirmant donc l'homogénéisation des niveaux de gris dans la ROI induite par la compaction.

Tableau 6.2 – Moyennes et écarts types (entre parenthèses) des déformations volumique, déviatorique et des niveaux de gris pour les évolutions 3-2 (arasage) et 2-1 (compaction) dans la ROI

	Évolution 3-2 (arasage)	Évolution 2-1 (compaction)
Déformation volumique ( $\varepsilon_{vol}$ )	-0,04 (0,3) %	17,6 (9,7) %
Déformation déviatorique ( $\varepsilon_{devia}$ )	0,2 (0,2) %	16,3 (8,3) %
Niveau de gris initial	$L_3=142,2$ (2,6)	$L_2=141,7$ (2,6)
Niveau de gris final	$L_2=141,8$ (2,6)	$L_1=130,5$ (5,1)

#### 6.1.4 Niveaux de gris et incertitudes de la méthode de traitement

Seule l'image 1 a pu être normalisée par rapport à l'image 2 à partir des cellules de références situées à l'extérieur de l'éprouvette : avec la normalisation  $L_1^* \simeq L_1 - 0,57$ , 90% des mesures à l'échelle des cellules sont à moins de 0,5 niveau de gris de l'image 2. Les niveaux de gris de l'image 2 n'ont cependant pas pu être normalisés par rapport à ceux de l'image 3 (évolution 3-2) car la cellule d'essai a été déplacée entre ces deux images tomographiques, faussant alors la position des fenêtres de corrélation dans la zone de référence. La légère différence entre les niveaux de gris  $L_2$  et  $L_3$  (voir tableau 6.2) est certainement due à cette absence de normalisation et au déplacement de la cellule.

La figure 6.4 présente l'histogramme des images de l'éprouvette dans la zone délimitée par la ROI, entre 3 et 21 mm d'altitude. Malgré le fait que la normalisation des images 2 et 3 n'a pas été réalisée, leurs histogrammes sont quasiment identiques. Au contraire, l'histogramme de l'image normalisée de l'étape 1 est visiblement différent. En effet, dans ce dernier, le premier mode, associé à l'air, est plus marqué que le second mode, associé à la phase solide. De plus, le premier mode n'est pas centré sur la même valeur de niveau de gris : 84 à l'étape 1 contre 100 aux étapes 2 et 3. Remarquons que cet écart de niveau de gris est plus faible pour le deuxième mode : 180 à l'étape 1 contre 177 aux étapes 2 et 3. Ces différences sont principalement dues au phénomène de volume partiel qui traduit le fait qu'un voxel recouvrant au moins deux phases possède un niveau de gris intermédiaire. A l'étape initiale 1, le volume des vides et la taille des pores sont plus grands qu'aux étapes 2 et 3. Avec des pores de plus grandes tailles, le nombre de voxels totalement contenus dans l'air augmente en proportion et le nombre de voxels partagés avec une des deux autres phases diminue, également en proportion. Cette tendance n'est pas aussi prononcée pour la phase solide car les grains ne changent pas de taille mais se rapprochent. On remarque donc que l'histogramme ne permet pas de déterminer de manière certaine les niveaux de gris  $L_a$ ,  $L_w$  et  $L_s$  des phases. Cela explique pourquoi la méthode développée pour calculer les teneurs en eau locales (voir paragraphe 5.6) se base avant tout sur la recherche de  $\alpha$  et  $\beta$  à partir des mesures de déformations et de la teneur en eau macroscopique et pas exclusivement sur l'histogramme de niveau de gris.

Dans la suite, le paramètre  $\beta$  (voir équation (5.13)), qui décrit la sensibilité de  $w$  à la variation des niveaux de gris, sera déterminé à partir de  $\alpha$  et de l'histogramme de l'image 1 dans laquelle l'artefact de volume partiel est le moins présent.



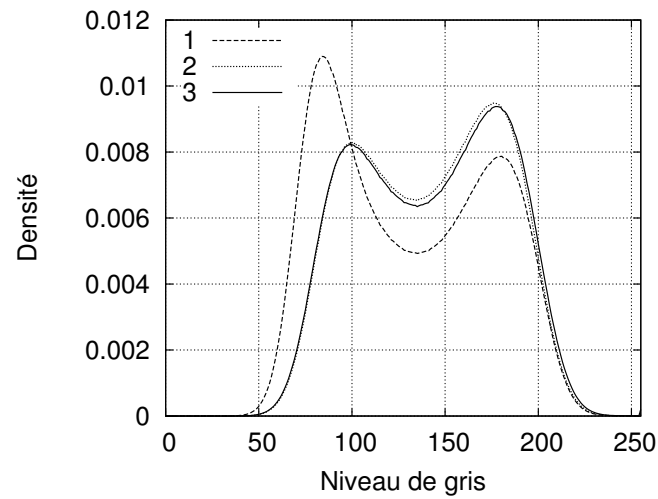


FIGURE 6.4 – Histogrammes des niveaux de gris des images de l'éprouvette dans la ROI aux trois étapes de préparation.

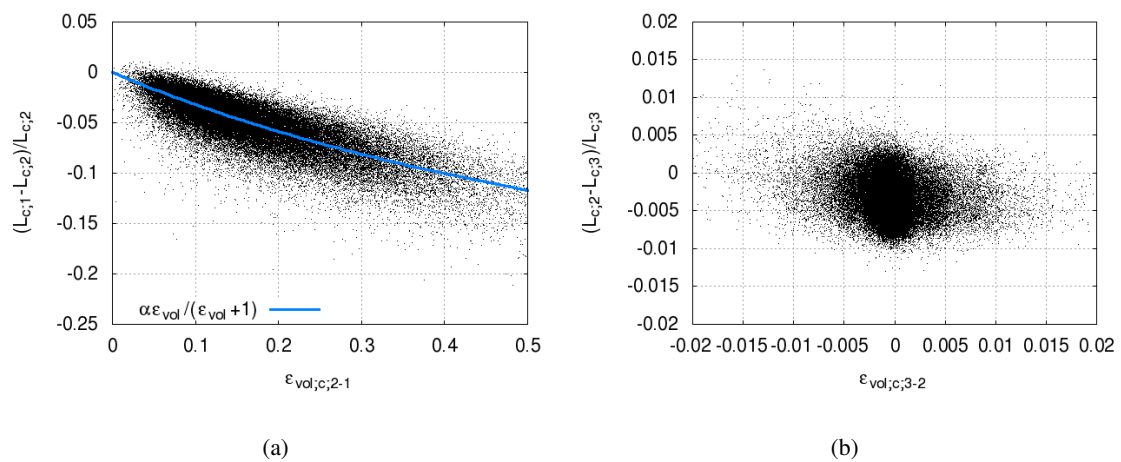


FIGURE 6.5 – Variation relative de niveau de gris à l'échelle des cellules en fonction de la déformation volumique dans la ROI pour les évolutions : (a) 2-1 (compaction) et (b) 3-2 (arasage).

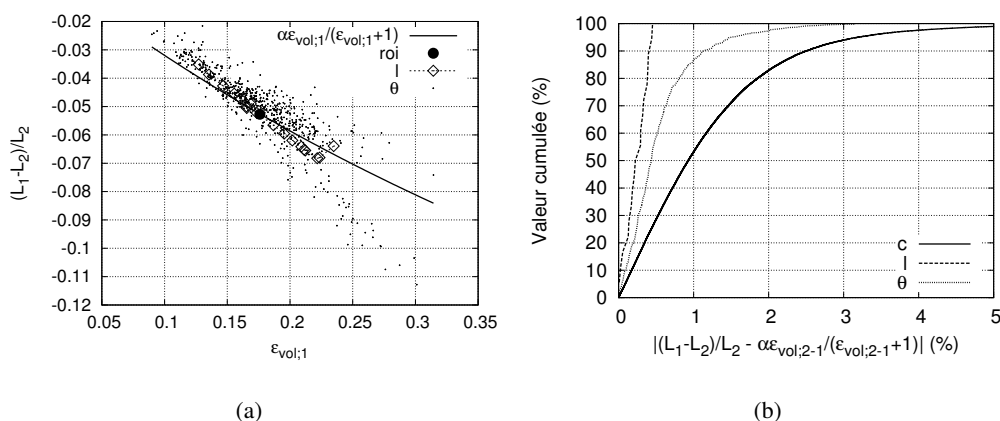


FIGURE 6.6 – Dans la ROI entre les étapes 2-1 : (a) variation relative des niveaux de gris en fonction de la déformation volumique ; (b) pourcentage de mesures inférieures à l'écart absolu entre la variation relative des niveaux de gris mesurée et déterminée à partir de la déformation volumique. On rappelle les échelles d'observation : région d'intérêt (roi), couches de sol (l), tores ( $\theta$ ) et cellules (c).

La figure 6.5 présente la variation relative des niveaux de gris à l'échelle des cellules en fonction de leur déformation volumique pour les deux évolutions 2-1 (compaction) et 3-2 (arasage). Pour l'évolution 2-1 (compaction), la loi issue de la méthode de traitement est ajoutée et sera présentée ci-après. Pour l'évolution correspondant à l'arasage (3-2), la dispersion des mesures est présentée dans la figure 6.5(a). Cette dernière nous enseigne que les fluctuations de variation de niveau de gris sont du même ordre de grandeur que les fluctuations de déformation volumique.

Aux plus grandes échelles (moyenne orthoradiale, par couche et à l'échelle de la ROI), la variation relative de niveau de gris en fonction de la déformation volumique est présentée dans la figure 6.6(a) pour l'évolution 2-1 (compaction). L'erreur du modèle est quant à elle donnée dans la figure 6.6(b). Cette erreur est déterminée à partir de l'équation ci-dessous :

$$\frac{L_1 - L_2}{L_2} = \alpha \frac{\epsilon_{vol;2-1}}{\epsilon_{vol;2-1} + 1} \quad (6.2)$$

avec  $\alpha$  qui est ajusté à partir des mesures locales en exploitant le fait que les teneurs en eau locales et macroscopiques ne changent pas au cours de la compaction (voir chapitre précédent dans la partie 5.7.1). Cette propriété permet de trouver  $\alpha$  en minimisant l'écart entre le modèle et les mesures locales tel que :

$$\frac{L_{c;1} - L_{c;2}}{L_{c;2}} - \frac{\epsilon_{vol;roi;2-1}}{\epsilon_{vol;roi;2-1} + 1} (\alpha^* - \alpha) = \alpha \frac{\epsilon_{vol;c;2-1}}{\epsilon_{vol;c;2-1} + 1} \simeq -0.352 \frac{\epsilon_{vol;c;2-1}}{\epsilon_{vol;c;2-1} + 1} \quad (6.3)$$

avec :

$$\alpha^* = \frac{\epsilon_{vol;roi;2-1} + 1}{\epsilon_{vol;roi;2-1}} \frac{L_{roi;1} - L_{roi;2}}{L_{roi;2}} \simeq -0.53 \quad (6.4)$$

Ce coefficient  $\alpha$  permet de tracer les deux courbes pleines des figures 6.5(a) et 6.6(a), qui confirment la dépendance du niveau de gris vis-à-vis de la déformation volumique.

A partir de l'histogramme de l'image 1 ( $L_a = 84$  et  $L_s = 180$ ) et de la valeur de  $\alpha$ , il vient  $L_w = 120$ , ce qui permet de calculer  $\beta \simeq 0.32$ . La méthode, qui tente d'approcher la relation entre

le niveau de gris  $L$ , la déformation volumique  $\varepsilon_{vol}$  et la teneur en eau  $w$ , possède une imprécision qui peut-être traduite en teneur en eau. L'incertitude sur la teneur en eau est donnée par (voir les essais préliminaires du chapitre précédent pour plus de précisions) :

$$\frac{\varepsilon_{vol;c} + 1}{\beta} \left( \frac{L_1 - L_2}{L_2} - \alpha \frac{\varepsilon_{vol;c}}{\varepsilon_{vol;c} + 1} \right) \quad (6.5)$$

dont le terme entre parenthèses est tracé dans la figure 6.6(b). Avec  $\varepsilon = 17\%$ , 90% des mesures de teneur en eau seront donc justes à moins de  $\pm 11\%$  de teneur en eau à l'échelle des cellules,  $\pm 4\%$  à l'échelle des tores (moyenne orthoradiale) et  $\pm 2\%$  à l'échelle d'une couche. Ces erreurs sont finalement assez importantes, ce qui est certainement dû aux grandes déformations générées par la compaction de l'éprouvette.

### 6.1.5 Coupes verticales et moyennes orthoradiales

Dans cette partie, les évolutions 2-1 (compaction) et 3-2 (arasage) sont analysées à partir des sections verticales de l'éprouvette. Les figures 6.7 et 6.8 présentent plusieurs de ces sections, constituées chacune d'une demi-coupe verticale et de la moyenne orthoradiale de la quantité isolée pour respectivement les évolutions 3-2 et 2-1.

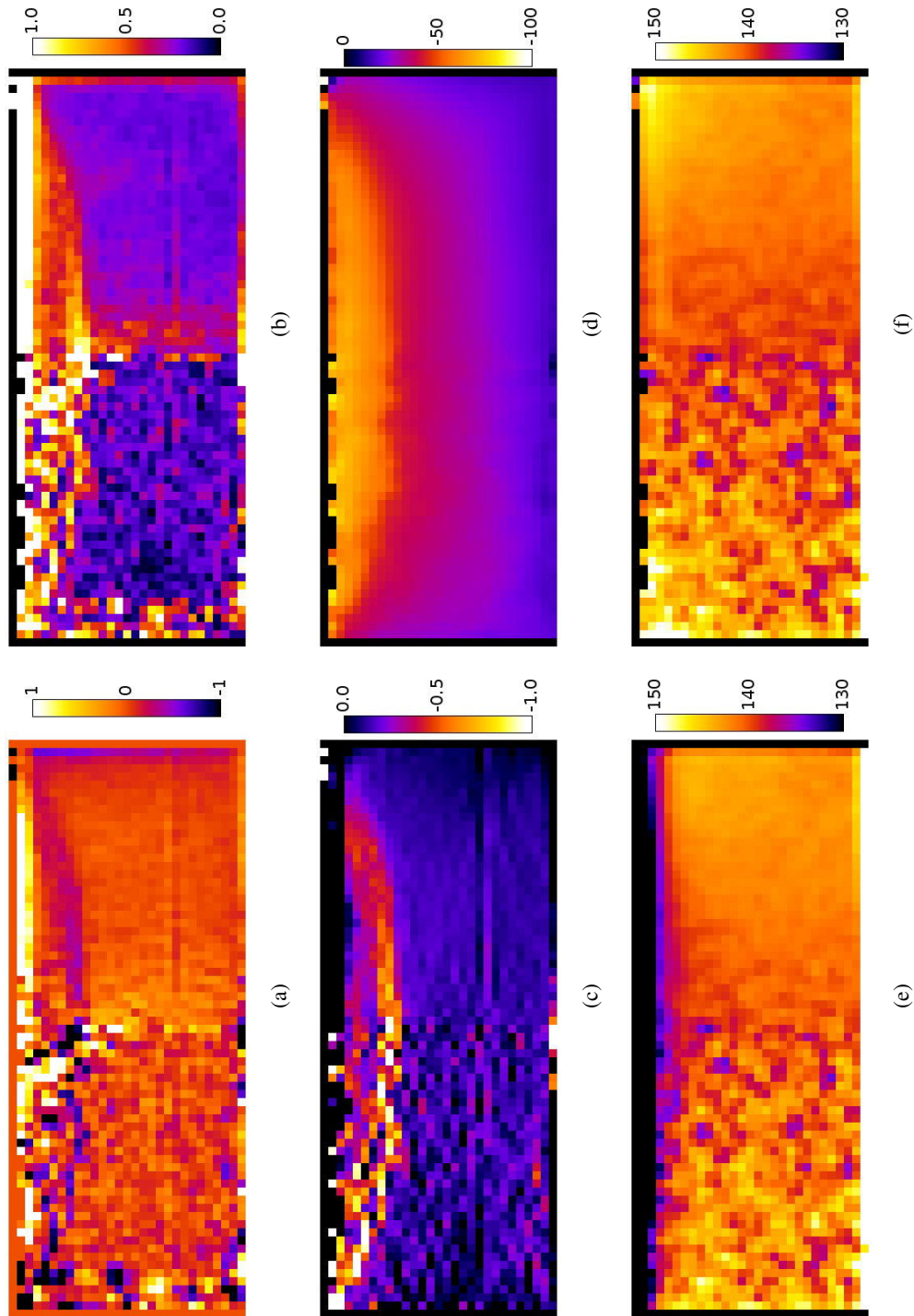


FIGURE 6.7 – Évolution de l'éprouvette générée par l'opération d'arasage (3-2) : coupe verticale et moyenne orthoradiale de (a)  $\varepsilon_{vol}$  (%), (b)  $\varepsilon_{devia}$  (%), (c)  $\varepsilon_{zz}$  (%), (d) déplacement vertical ( $\mu\text{m}$ ), (e)  $L_3$ , (f)  $L_2$

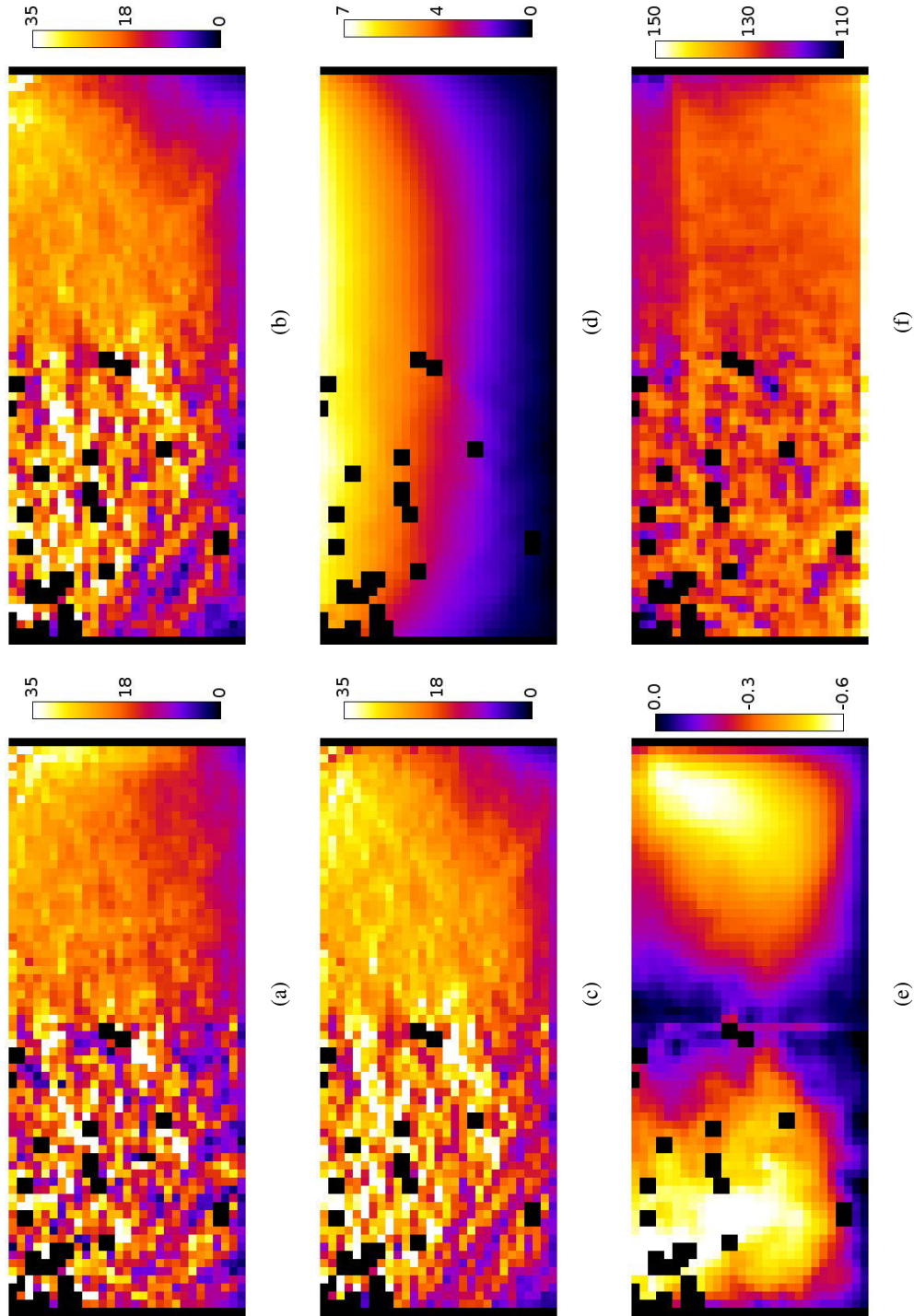


FIGURE 6.8 – Évolution de l'éprouvette générée par l'opération de compactage (2-1) : coupe verticale et moyenne orthoradiale de (a)  $\varepsilon_{vol}$  (%), (b)  $\varepsilon_{devia}$  (%), (c)  $\varepsilon_{zz}$  (%), (d) déplacement vertical (mm), (e)  $u_r$  (mm), (f)  $L_2$

Concernant l'évolution 3-2 (arasage), la figure 6.7(d) montre la localisation des déplacements verticaux sous forme d'une calotte sphérique dans la partie supérieure de l'éprouvette. Le signe des déplacements ( $z_2 - z_3 < 0$  avec  $z > 0$  et  $z = 0$  en bas de l'image) correspond à un tassement de l'étape 3 vers l'étape 2. L'arasage a donc pour effet de produire un gonflement d'environ  $50 \mu\text{m}$  localisé en haut de l'éprouvette. Une partie de ce gonflement pourrait provenir de la réduction de la charge verticale appliquée sur l'éprouvette, induite par sa perte de masse d'environ 49,7 g, équivalent à un déchargement de  $120 \text{ N.m}^{-2}$ . En reprenant le coefficient de gonflement de  $0,02 \text{ MPa}^{-1}$  déterminé au chapitre 4 (à ne pas confondre avec l'indice de gonflement  $C_s$  sans unité), le gonflement élastique serait de l'ordre du dixième de micromètre pour cet échantillon de 30 mm de hauteur. Le gonflement mesuré est largement supérieur à cette valeur de gonflement élastique et une autre explication est donc à l'origine de cette déformation volumique positive. En effet, le cisaillement appliqué par l'outil coupant sur l'éprouvette a certainement plus d'influence. A l'interface de l'outil, certains grains resteront dans l'éprouvette, alors que d'autres seront évacués. De plus, comme l'eau lie les grains entre eux, la résistance au cisaillement du milieu peut engendrer des réorganisations en profondeur, jusqu'à 10 mm de la face arasée de l'éprouvette dans notre étude. Ce cisaillement génère de la traction capable de soulever certaines zones de l'éprouvette. Concernant les déformations verticales, les 4 premiers millimètres de sol semblent en compression ; les millimètres suivants (jusqu'à environ 10 mm) sont en extension. L'arasage induirait donc, par cisaillement, une compression à proximité de la surface arasée, ainsi qu'une extension à plus grande profondeur. La qualité, l'inclinaison ou encore la vitesse de l'outil coupant sont des variables capables d'influencer ces résultats. Remarquons cependant que les plages de déformation et de déplacement sont très faibles. Les figures 6.7(e) et 6.7(f) présentent respectivement les niveaux de gris à l'étape 3 et à l'étape 2. L'artefact de faisceau conique en haut de l'échantillon explique la chute des niveaux de gris entre ces deux étapes. Dans le reste de l'échantillon, l'organisation des niveaux de gris est conservée.

Entre l'étape 1 (avant compaction) et l'étape 2 (après compaction mais avant arasage), les déformations mesurées sont nettement plus importantes qu'entre les étapes 2 (avant arasage) et 3 (après arasage). Les fenêtres de corrélation non appariées sont représentées par des carrés noirs dans les sections présentées. Les coins inférieurs de l'éprouvette sont des zones plus faiblement déformées et de nouvelles surfaces de localisation apparaissent dans les figures 6.8(b) et 6.8(c) pour respectivement les déformations de cisaillement et les déformations verticales. Ces surfaces sont schématisées dans la figure 6.9. Une première surface de localisation se situe entre le sous-volume n°1, siège des plus importantes déformations, et les sous-volumes n°2 et n°3. Le sous-volume n°2 est en contact avec la céramique et présente un gradient vertical de déformation. Le sous volume n°3 est quant à lui surtout en contact avec les parois latérales de la cellule. Dans cette zone le gradient des déformations est à la fois vertical et radial. Une deuxième surface de localisation se situe entre les sous-volumes n°2 et n°3. Ces deux surfaces de localisation sont toutes deux inclinées d'environ  $40^\circ$  par rapport à l'horizontale. Cette valeur est proche de l'angle de frottement interne du sable d'Hostun mesuré par Combe (1998), un paramètre qui dépend notamment de la contrainte isotrope et de l'état de densité (Benahmed 2001). De plus, le déplacement radial des fenêtres de corrélation dans les sous-volumes n°1 et n°2 est plus faible que dans le sous-volume n°3 (voir figure 6.8(e)). Les frontières de l'éprouvette influencent donc profondément sa préparation.

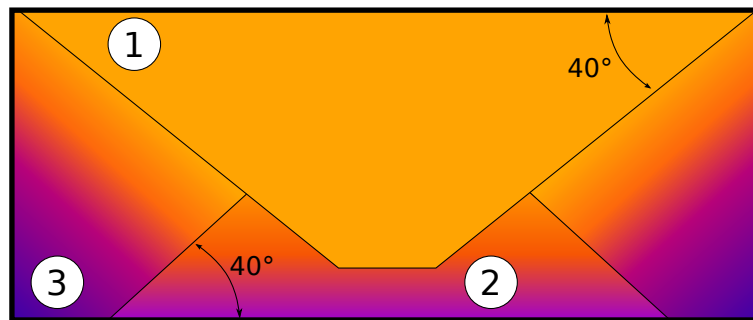


FIGURE 6.9 – Schématisation du mécanisme de déformation induit par la compaction : 3 zones sont distinguées. Le choix des couleurs est basé sur la figure 6.8(c).

### 6.1.6 Conclusion

Nous avons étudié, dans cette partie, les étapes de préparation d'une éprouvette reconstituée suivant la méthode p2. Nous remarquons que la pluviation "humide" génère un gradient de densité dans la hauteur de l'échantillon. Ceci pourrait provenir de la hauteur de chute qui décroît au cours du remplissage de la cellule. La compaction importante du milieu permet d'homogénéiser le niveau de gris au cœur de l'éprouvette. Aux frontières de l'éprouvette, l'analyse par niveau de gris est souvent impossible en raison de l'artefact de faisceau conique. A ce problème s'ajoute le fait que les frontières de la cellule influencent l'évolution de l'éprouvette. Remarquons que cette méthode de préparation assure une meilleure homogénéité du cœur de l'échantillon par rapport à la méthode de densification par couche. De plus, les amas d'agrégats de grandes tailles, détectés au chapitre précédent avec la méthode de préparation p1, ne sont pas observés avec la méthode de préparation p2.

## 6.2 Dispositif expérimental

La cellule d'essai adaptée au microtomographe a été utilisée pour l'essai d'imbibition en lui adjoignant, en plus, une colonne d'eau afin de connaître la pression capillaire et le volume d'eau dans l'éprouvette.

### 6.2.1 Cellule et échantillon d'essai

L'échantillon fut préparé suivant la méthode de préparation p2 et fut recouvert d'un film plastique afin de limiter l'évaporation de l'eau. De plus, comme pour l'essai précédent, nous avons tamisé le sable à  $250\mu\text{m}$  pour ne garder que le refus. Les plus gros grains ainsi gardés seront plus facilement isolés dans les tomographies partielles. Les courbes granulométriques déterminées par tamisage et par granulométrie laser sont fournies dans la figure 6.10, dans laquelle chaque courbe est la moyenne de 3 mesures.

En utilisant de nouveau la procédure d'estimation des incertitudes, et en gardant les mêmes lois de probabilité associées aux mesures de longueurs et de masses (voir tableau 4.1), le tableau 6.3 fournit la valeur des paramètres d'état et leur incertitude à l'état initial. On remarque que le ta-

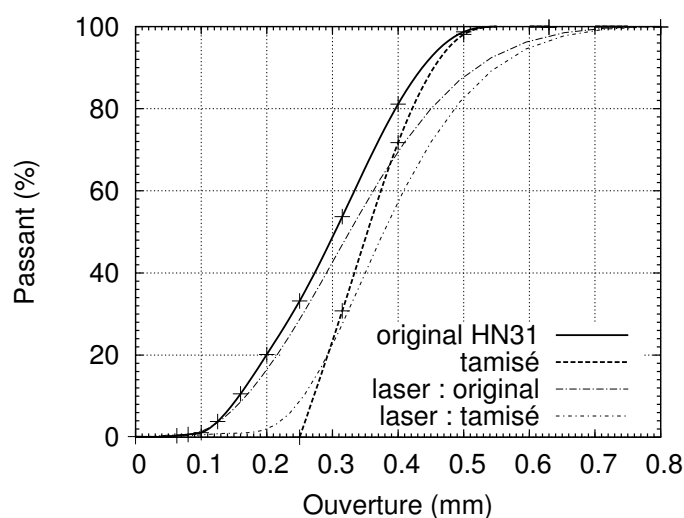


FIGURE 6.10 – Distributions granulométriques du sable d'Hostun HN 31 original et tamisé à 250  $\mu\text{m}$ , déterminées par tamisage et par granulométrie laser.

Paramètres d'état	Valeur moyenne	Intervalle de confiance
Teneur en eau $w$	7.19%	$\pm 0.04\%$
Porosité $n$	56%	$\pm 0.7\%$
Indice des vides $e$	1.27	$\pm 0.03$
Degré de saturation $S_w$	15%	$\pm 0.4\%$
Fraction d'air $p$	47.6%	$\pm 0.8\%$

Tableau 6.3 – Paramètres d'état initiaux de l'échantillon préparé humide pour l'essai d'imbibition contrôlée au microtomographe. Les intervalles de confiance sont donnés pour un niveau de confiance d'environ 99.7%.

misage du sable diminue notamment la porosité de l'échantillon, à même méthode de préparation et quasiment même teneur en eau initiale (voir les tableaux 6.3, 6.1 et 4.3). En effet, les plus petits grains participent à la cohésion des agrégats et peuvent augmenter, suivant leur proportion, le foisonnement du milieu granulaire (Zou *et al.* 2001, 2003, Yang *et al.* 2007).

### 6.2.2 Contrôle de l'imbibition par la méthode de la colonne d'eau

La méthode de la colonne d'eau est ici employée pour accéder à la pression capillaire et au volume d'eau dans l'échantillon aux états d'équilibres. Cette méthode est choisie pour sa simplicité de mise en œuvre mais surtout parce qu'elle permet de couvrir une plage de pressions capillaires suffisamment grande pour la majorité des sables, notamment le sable d'Hostun (Lins et Schanz 2005), tout en offrant une précision de mesure intéressante, de l'ordre du centième de kilopascal (1 mm de colonne d'eau). La céramique située entre l'échantillon et le circuit d'eau assure la continuité de l'eau. Les caractéristiques de cette céramique sont : 5 mm d'épaisseur, 63 mm de diamètre et, d'après le fabricant Sol Moisture, 50 kPa de pression d'entrée d'air, 50% de porosité au maximum,  $3,11 \times 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$  de perméabilité et 6  $\mu\text{m}$  de taille maximale de pore.



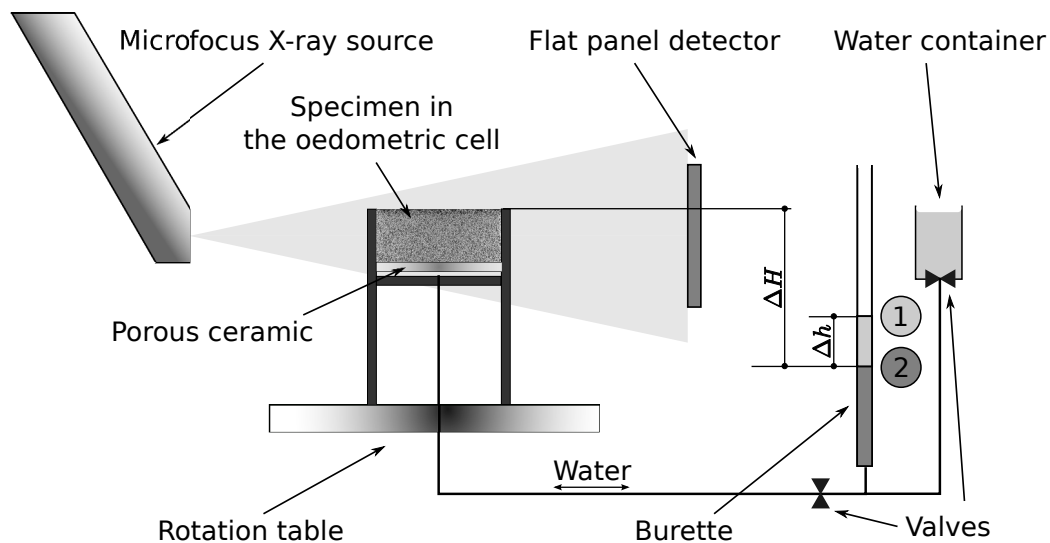


FIGURE 6.11 – Schéma de principe de l'essai d'effondrement au microtomographe

La colonne d'eau installée à l'extérieur de la cabine permet de contrôler le niveau d'eau au cours des acquisitions tomographiques (voir figure 5.11(c)). La position relative de la burette vis-à-vis de l'échantillon à 1 cm près conduit à une précision de 0,1 kPa sur la pression capillaire. Avec un diamètre de 7 mm et une graduation millimétrique, la burette offre une précision relative, entre deux mesures, de 0,01 kPa de pression capillaire et 1/26 ml de volume d'eau. Le schéma de la figure 6.11 présente les principaux éléments du montage expérimental et le principe d'utilisation de la colonne d'eau. Un récipient d'eau est utilisé pour remplir partiellement la burette (niveau 1) pendant que la connexion échantillon-burette est fermée. Après avoir déconnecté ce récipient de la burette, le circuit d'eau reliant l'échantillon à cette burette est ouvert. Un mouvement d'eau se produit alors afin que le système burette-échantillon atteigne un nouvel équilibre (niveau 2 du schéma 6.11). Puis l'opération est répétée tant que le niveau dans la burette est en-dessous de la surface supérieure de l'échantillon. À l'équilibre,  $\Delta H$  est la pression capillaire exprimée en haut de l'échantillon et  $\pi r_{burette}^2 \Delta h$  le volume d'eau échangé avec le sol ( $r_{burette}$  le rayon de la burette).

Dans cet essai, les états instationnaires correspondent aux états pour lesquels le niveau d'eau dans la burette évolue. Dans ces états, la pression capillaire dans le sol n'est pas simplement donnée par le niveau d'eau dans la burette. En effet, le fluide étant en mouvement, sa pression dépend de sa vitesse et la loi de Darcy devrait être utilisée. On note cependant que la faible perméabilité de la céramique par rapport au sol amortit le saut de pression entre la burette et le bas de l'échantillon. Entre chaque essai, le volume d'eau injecté dans la burette est compris entre 3 et 8 cm<sup>3</sup> (équivalent à environ 7 et 20 cm de colonne d'eau). On note également que, juste après la préparation de l'éprouvette, la pression capillaire dans l'éprouvette n'est pas connue. Il a donc fallu appliquer une première pression, ici choisie suffisamment négative par rapport à la pression atmosphérique, pour ne pas imbiber l'échantillon. Cette étape va correspondre à une étape de drainage.

### 6.2.3 Paramètres et protocole d'acquisition

A chaque étape d'imbibition, 2 acquisitions ont été réalisées après avoir attendu au moins 4 heures depuis le déséquilibre du système burette-échantillon. Ce temps d'attente permet d'atteindre la stabilisation du niveau d'eau dans la burette tout en assurant une durée d'essai acceptable au microtomographe. En effet, le niveau d'eau dans la burette changeait rapidement pendant les 10 premières minutes pour la plupart des étapes d'imbibition. Lorsque l'échantillon était très sec, cette période demandait plus de temps (environ 20 minutes) en raison de la perméabilité plus faible du sol. Pendant l'essai, le niveau dans la burette était relevé manuellement. Nous avons estimé un temps caractéristique de transfert d'eau de 15 min à l'échelle de l'échantillon. Les 4 heures d'équilibration revenaient donc à attendre au moins 12 fois le temps caractéristique avant de commencer une acquisition tomographique. La stabilité de l'échantillon est également vérifiée a posteriori à partir des images tomographiques. En effet, si l'échantillon évolue au cours de l'acquisition (dont la durée est de 30 minutes pour une tomographie globale et 1 heure pour une tomographie partielle), les images seraient floues, ce qui n'est pas le cas. Nous concluons donc que le temps d'équilibration de 4 heures est suffisant pour analyser un échantillon stable macroscopiquement et localement.

Les paramètres d'acquisitions ont été en partie choisis en limitant la puissance de la source. Cette puissance conditionne la taille du foyer et donc la taille de voxel. De plus, la tension d'alimentation affecte l'énergie des rayons X et par conséquent le contraste entre les phases du matériau. Une énergie proche de 100 kV est choisie pour les deux acquisitions et l'intensité est déterminée pour atteindre la puissance visée. Finalement, la source était alimentée en 100 kV-500  $\mu$ A et 90 kV-300  $\mu$ A pour respectivement une tomographie globale et locale. Les distances source-détecteur et source-objet sont aussi modifiées entre ces deux tomographies.

Pour chaque tomographie, 1440 projections de l'échantillon sur 360 degrés sont obtenues en moyennant 10 radiographies par angle de vue. Ces projections sont ensuite utilisées pour reconstruire les images tomographiques à partir du logiciel Xact développé par RX-Solutions. La majorité des paramètres de reconstruction sont fixés à l'avance et ne nécessitent pas d'ajustement par l'utilisateur. Ces paramètres décrivent principalement la géométrie du système et les paramètres de la source et du détecteur. Deux fichiers de sauvegarde permettent de restaurer facilement les configurations des tomographies locale et globale. La valeur du coefficient d'atténuation en chaque voxel, obtenue après reconstruction, est ensuite codée en 16-bits par Xact puis en 8-bits à l'aide d'ImageJ. Il a été vérifié expérimentalement, sur deux zones supposées homogènes (PMMA et air à l'extérieur de la cellule), que cette conversion n'affecte pas le rapport signal sur bruit lorsque la saturation des niveaux de gris est évitée. En effet, le bruit de numérisation reste très inférieur au bruit des images : l'écart type de la numérisation est environ égal à 0,4 niveau de gris (Amiot *et al.* 2013), alors que celui mesuré dans les deux zones de référence est de 8 niveaux de gris pour les images 8-bits. La figure 6.12 montre ce processus de post-traitement appliqué aux tomographies globales. Les coefficients d'atténuation compris entre -20 et 300 sont échantillonnés sur 65536 valeurs (16-bits), puis les 55000 premières classes sont réparties sur 256 valeurs (8-bits).

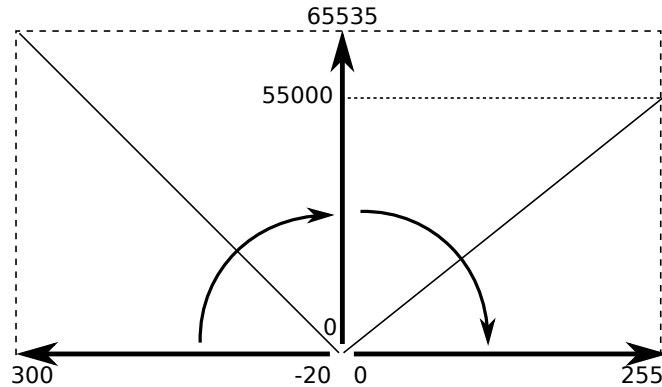


FIGURE 6.12 – Post-traitement des images tomographiques globales

### 6.3 Caractérisation de la microstructure initiale

Dans cette partie, l'objectif est de caractériser la microstructure de l'échantillon à l'état initial, c'est-à-dire avant tout échange d'eau avec la burette. L'homogénéité verticale et radiale de l'ensemble de l'échantillon est analysée en termes de niveaux de gris. Les agrégats de sable sont isolés dans la tomographie locale et leurs tailles sont estimées grâce à la granulométrie de Matheron. La notion de volume élémentaire représentatif est définie à partir de l'analyse statistique présentée au chapitre précédent.

#### 6.3.1 Homogénéité verticale et radiale

La figure 6.13 présente deux coupes verticale et horizontale de la tomographie globale de l'échantillon à l'état initial. On rappelle dans ces coupes que le volume central de l'échantillon accessible par la tomographie locale est représenté en traits pointillés. Un cube de 18,7 mm de côté en traits continus (750 voxels de côté dans la tomographie locale) est isolé afin d'étudier la distribution et la taille des agrégats à l'état initial (et plus tard, au cours de l'imbibition). La présence de plusieurs artefacts est de nouveau notée : le durcissement de faisceau (*beam hardening* en anglais), l'artefact en présence de forts contrastes (*metal artefact*) et l'artefact de faisceau conique (*cone beam artefact*).

Le durcissement de faisceau est visible sur les deux coupes et se traduit par une augmentation du niveau de gris en s'approchant des parois verticales de la cellule. La figure 6.14 montre cette tendance en présentant le niveau de gris moyen en fonction de la distance au centre de l'éprouvette (résultat obtenu à partir de l'outil "radial" proposé par le logiciel Fiji, une déclinaison du logiciel ImageJ). Dans cette figure, on remarque que les profils des niveaux de gris sont différents entre celui obtenu précédemment à la fin de l'essai de préparation et celui obtenu dans cet essai d'effondrement. Il nous est difficile d'expliquer cette différence, puisque les mêmes paramètres de réglage du tomographe ont été utilisés au cours des deux acquisitions (source, détecteur et géométrie). Cependant, une plaque fine de cuivre a sans doute été placée entre la source et l'éprouvette pour l'essai de préparation (détail malheureusement non relevé), qui aurait pour effet de réduire le phénomène de *beam hardening* en filtrant les photons X de basses énergies. De plus, ces deux acquisitions ont été réalisées à plusieurs mois de décalage. Au cours de cette période, le filament

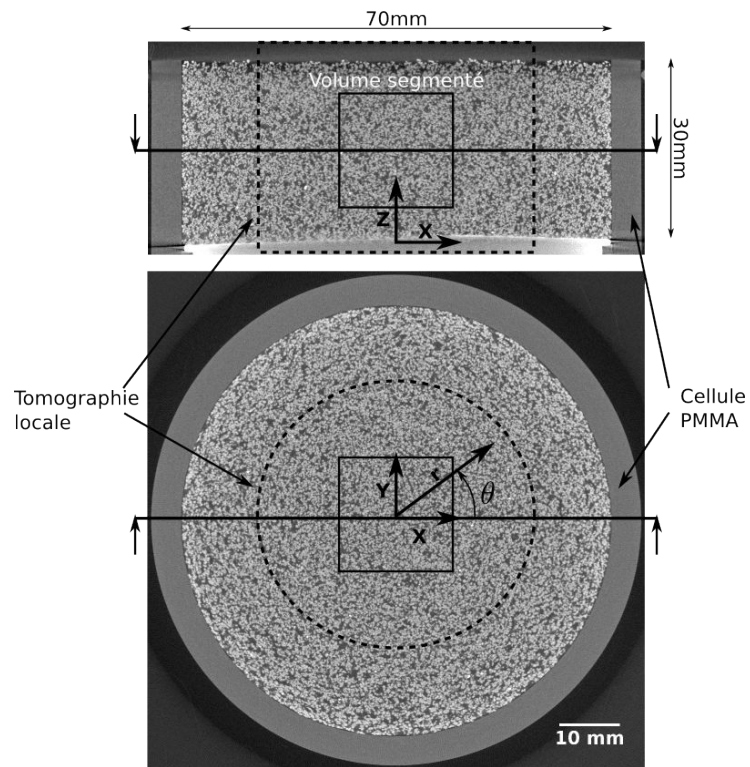


FIGURE 6.13 – Coupe verticale (haut) et horizontale (bas) de la tomographie globale de l'échantillon à l'état initial. Les traits pointillés correspondent au volume reconstruit par la tomographie locale. Le cube en trait continu délimite la zone d'étude dans l'analyse locale par segmentation.

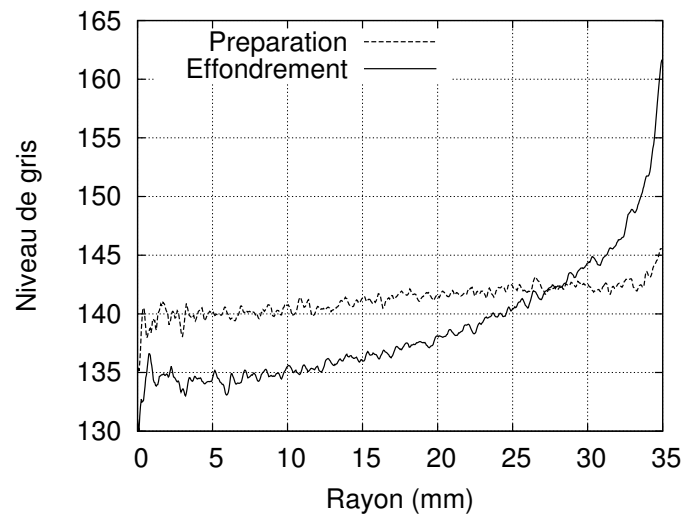


FIGURE 6.14 – Niveau de gris moyen dans la ROI en fonction de la distance au centre de l'éprouvette un fois reconstituée : à la fin de l'essai de préparation (étape 3) et au début de l'essai d'effondrement.

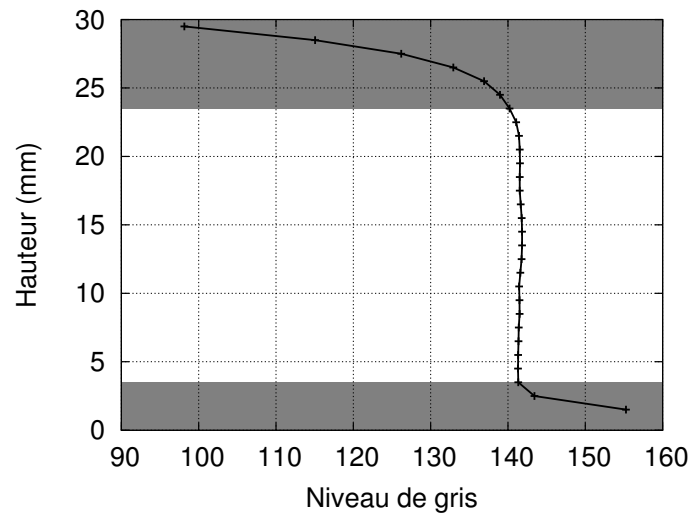


FIGURE 6.15 – Moyenne des niveaux de gris par couche de 2 mm d'épaisseur. Les parties grisées correspondent aux zones où le niveau de gris est fortement influencé par le cone beam artefact, le métal artefact et la présence possible d'hétérogénéités de la microstructure.

de la source a été changé et le logiciel de reconstruction a été mis à jour. Cependant, comme cet artefact n'est pas négligeable dans cette image, nous évaluerons son influence sur les mesures de teneur en eau locales.

Les deux autres artefacts (*metal artefact* et le *cone beam artefact*) sont visibles dans la hauteur de l'échantillon, comme dans la figure 6.15 qui présente le niveau de gris moyen par couche de 2 mm d'épaisseur le long de l'échantillon. Le bas de l'échantillon [0 mm : 3,5 mm] semble une nouvelle fois plus dense que son centre. Cette déviation du niveau de gris est due à la combinaison du metal artefact et du cone beam artefact. Au cours de l'acquisition, certaines parties de l'échantillon sont parfois masquées par la pierre à certaines positions angulaires. De ce fait, l'information utile pour la reconstruction est partielle voir quasiment inexistante : à cause de cet artefact la pierre semble bombée (figure 6.13), alors qu'elle est plane en réalité. Ceci conduit donc à surestimer l'atténuation des voxels proches de la céramique. Au contraire, l'absence de matière en haut de l'éprouvette diminue les niveaux de gris proches de la surface supérieure [23,5 mm : 30 mm]. Par conséquent, il semble difficile d'isoler la contribution de la microstructure sur la variation de niveau de gris dans ces zones non homogènes. Cependant, dans la région située entre environ 3,5 mm et 23,5 mm de hauteur, le niveau de gris est stable autour de 141,5 avec un écart type de 0,16. Nous verrons que cette fluctuation de niveau de gris est faible en comparaison de celle obtenue au cours de l'imbibition : 5 niveaux de gris dans la hauteur de l'échantillon à une étape d'imbibition particulière contre 0,8 ici, à l'état initial. Cette zone comprise entre 3,5 mm et 23,5 mm de hauteur est définie comme la région d'intérêt (légèrement plus grande que celle définie lors de l'analyse de l'essai de préparation de l'éprouvette (entre 3 mm et 21mm)).

Une approche possible pour quantifier l'homogénéité verticale dans la ROI, est d'exprimer la fluctuation de porosité en fonction de la fluctuation des niveaux de gris. Dans une première approche, la contribution de l'eau sur le niveau de gris n'est pas prise en compte. Cette hypothèse paraît raisonnable puisque le volume d'eau à l'état initial est très faible en comparaison des volumes d'air et de grain. Par conséquent, le niveau de gris moyen dans un volume donné est une fonction des

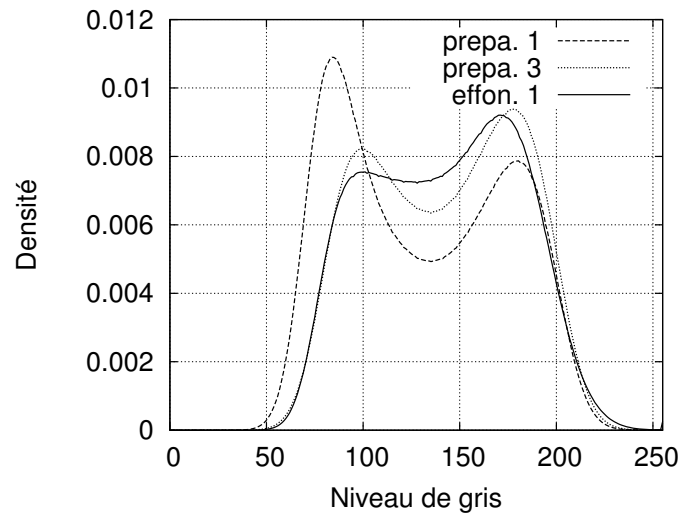


FIGURE 6.16 – Histogramme des niveaux de gris des images globales de l'éprouvette dans la ROI : aux étapes de préparation 1, 3 (prepa. 1 et 3) et à l'étape initiale de l'essai d'effondrement (effon. 1).

niveaux de gris des deux phases retenues (air et solide) et de la porosité :

$$L = (L_a - L_s)n + L_s \quad (6.6)$$

Ainsi les fluctuations de porosité ( $\sigma_n$ ) peuvent être facilement exprimées en fonction des fluctuations des niveaux de gris ( $\sigma_L$ ) :

$$\sigma_n = \frac{\sigma_L}{L_s - L_a} \quad (6.7)$$

Dans ces deux équations, nous connaissons  $L=141,5$ ,  $\sigma_L=0,16$  et  $n=56\%$  à partir des mesures macroscopiques de masse et de longueur. Le niveau de gris de chaque phase peut être approché à partir de l'histogramme des niveaux gris donné dans la figure 6.16. Cependant, il est choisi ici de donner un intervalle de valeurs probables ([50-130] pour l'air et [130-220] pour le solide) et d'en déterminer les couples de valeurs qui respectent l'équation (6.6). Dans le cas le plus défavorable ( $L_s - L_a$  le plus petit qui respecte l'équation), c'est-à-dire pour  $L_s - L_a = (156-130)$ , la fluctuation maximale de porosité est  $\pm 3\sigma_n = \pm 1,8\%$ . La porosité par couche de 2 mm d'épaisseur dans la ROI serait dans l'intervalle  $56 \pm 1,8\%$ , intervalle assez petit pour justifier l'homogénéité verticale de l'éprouvette dans la ROI.

Remarquons que l'histogramme des niveaux de gris de l'image initiale est différent de celui obtenu à la fin de l'essai de préparation, particulièrement pour les niveaux de gris intermédiaires (voir figure 6.16). La distribution aux extrémités de l'histogramme (faibles et forts niveaux de gris) est cependant conservée.

### 6.3.2 Seuillage des images et incertitudes

Les résultats du processus de traitement des tomographies partielles (décrit au paragraphe 5.5.1) sont repris dans les figures 6.17 et 6.18. On rappelle qu'une seule valeur de seuillage est utilisée,

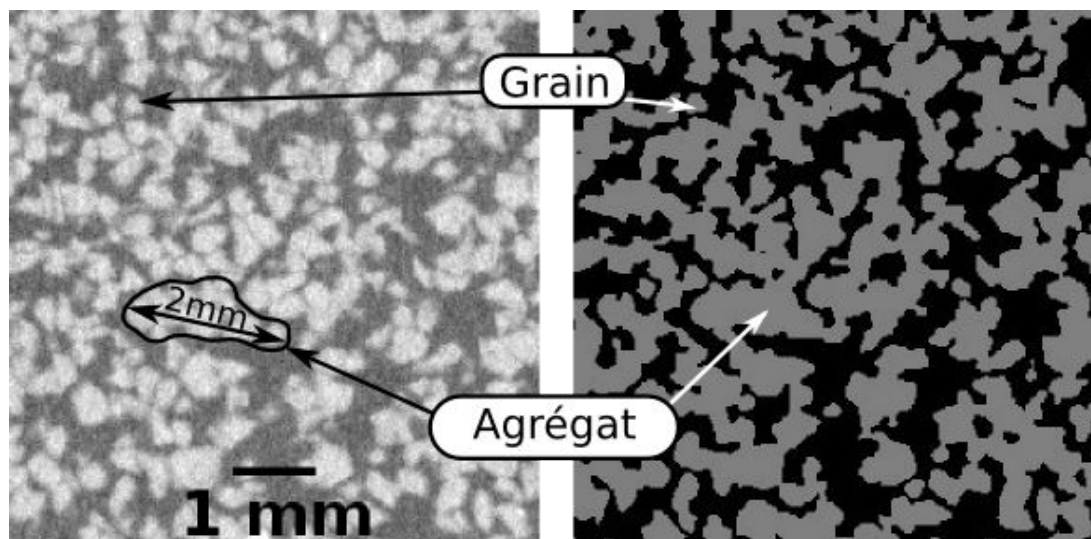


FIGURE 6.17 – Coupe verticale partielle de la tomographie locale (gauche) et son image seuillée associée après traitement (droite). La taille de voxel est de  $25 \mu\text{m}$ .

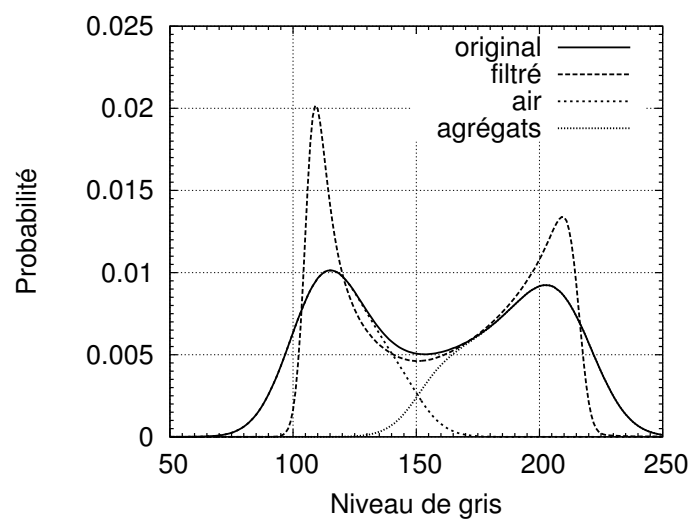


FIGURE 6.18 – Histogramme des niveaux de gris du volume isolé (tomographie locale) avant et après traitement.

choisie comme le niveau de gris porté par le minimum de voxels. Deux classes sont donc séparées : l'air et un mélange de grain et d'eau, appelé phase agrégat. Ici, une fraction d'air de 45,3% est mesurée par analyse d'image. Cette valeur est plus faible que la fraction d'air déduite des mesures macroscopiques de longueur et de pesée : fraction d'air de 47,6% (incertitude élargie de 0,8% pour un niveau de confiance de 99,7%). Par conséquent, la fraction d'air à l'échelle de l'échantillon est comprise entre [46,8% ; 48,4%], qui définit l'intervalle de référence. Cette différence de fraction d'air peut provenir du choix du volume isolé, de la qualité de l'image et/ou de la chaîne de traitement. Comme pour les mesures macroscopiques, un intervalle de valeurs possibles peut être défini en analyse d'image. De la même manière, on détermine un coefficient de sensibilité qui est, dans ce cas, l'influence du seuillage sur la mesure de fraction d'air. Ce coefficient est égal à 0,46% au niveau de seuillage de 150 en exploitant l'histogramme des niveaux de gris. En d'autres termes, une incertitude de dix niveaux de gris sur le niveau de seuillage (niveau de seuillage possible compris dans l'intervalle [145 ; 155]) conduit à une incertitude minimale de 4,6% sur la fraction d'air. Cette incertitude de 10 niveaux de gris correspond à une incertitude de 4% de la plage de codage en 8-bits, ou encore à environ l'écart type des niveaux de gris des zones de référence. Ainsi, la fraction d'air est estimée entre 43% et 47,6% par analyse d'images avec une incertitude choisie de 10 niveaux de gris. L'incertitude sur la fraction d'air est donc relativement grande en comparaison de celle provenant de la méthode de préparation de l'échantillon. Nous choisissons donc de prendre en compte cette incertitude de seuillage dans la suite, afin de quantifier son influence sur les mesures granulométriques et d'homogénéité.

### 6.3.3 Taille des agrégats et des pores

Les résultats de la granulométrie de Matheron sont donnés dans les figures 6.19 et 6.20. La figure 6.19 compare le pourcentage cumulé des sphères passantes par imagerie et la distribution de la taille des grains du sable d'Hostun issue de l'analyse granulométrique standard par pesées. La taille des agrégats déterminée par analyse d'image est plus petite que la taille des grains par tamisage, ce qui est à première vue surprenant. Cependant, les deux méthodes de mesures sont différentes puisqu'un tamis possède des mailles carrées, alors que des éléments structurants sphériques sont utilisés dans la granulométrie de Matheron. De plus, cette différence est accentuée par le fait que les grains sont anguleux et que les agrégats ne sont composés que de peu de grains. On remarque que la taille des pores est du même ordre de grandeur que la taille des agrégats mais possède une distribution plus étalée.

La distribution donnée dans la figure 6.20 est la différence en nombre de voxels entre deux tailles d'éléments consécutives. On observe dans cette figure la présence de deux modes dans la distribution de la phase air. Nous confirmerons plus loin que le premier mode est associé aux pores intra-agrégats et le second aux pores inter-agrégats. Dans la suite, l'évolution des granulométries est analysée principalement à partir du diamètre médian  $D_{50}$  et du coefficient d'uniformité  $C_u = D_{60}/D_{10}$ . Ces deux paramètres sont présentés dans le tableau 6.4. La différence observée entre la taille des agrégats par imagerie et des grains par tamisage est retrouvée dans ce tableau.

Les incertitudes de seuillage affectent les résultats de la granulométrie, comme le montrent les figures 6.19, 6.20 et le tableau 6.4. Les voxels incertains, c'est-à-dire portant un niveau de gris proche de la valeur de seuillage de 150, sont principalement répartis aux interfaces entre phases. Une petite variation du niveau de seuillage conduit à les inclure dans une ou l'autre phase. La



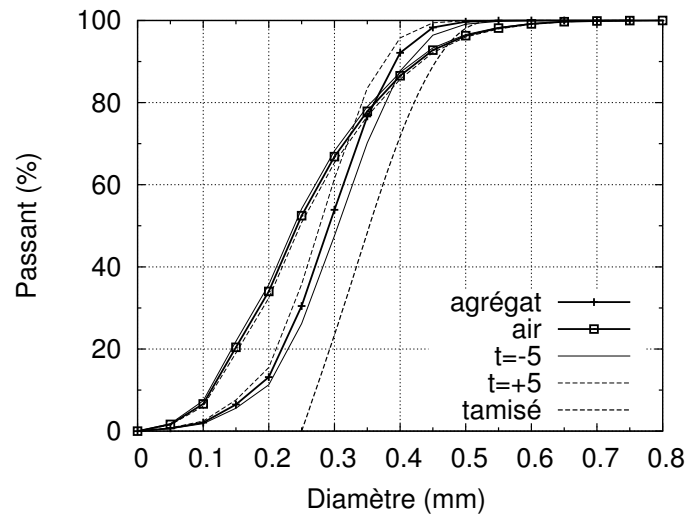


FIGURE 6.19 – Distribution volumique cumulée de passant des phases air et agrégat par analyse d'image et par tamisage. La distribution des images seuillées aux niveaux de gris 145 et 155 est aussi représentée (labellisée respectivement  $t=-5$  and  $t=+5$ ).

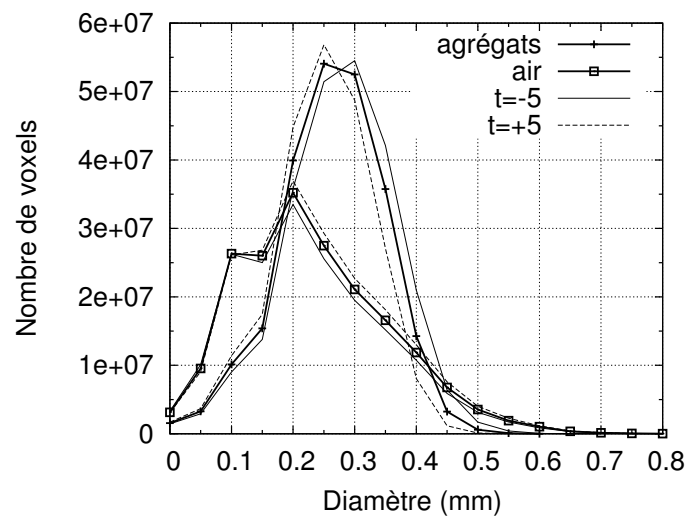


FIGURE 6.20 – Distribution des tailles d'air et d'agrégat. Les images seuillées aux niveaux de gris 145 et 155 sont aussi ajoutées (labellisées  $t=-5$  and  $t=+5$ ).

Tableau 6.4 – Diamètre médian et coefficient d'uniformité mesurés par analyse d'image pour les phases air et agrégat, et par tamisage pour les grains. Les incertitudes sont relatives au choix du niveau de seuillage ( $\pm 5$  niveaux de gris).

Paramètre	air	agrégats	grains
$D_{50}$ ( $\mu\text{m}$ )	$243 \pm 4,5$	$292 \pm 14$	350
$C_u$	$2,46 \pm 0,02$	$1,77^{+0,2}_{-0,04}$	1,37

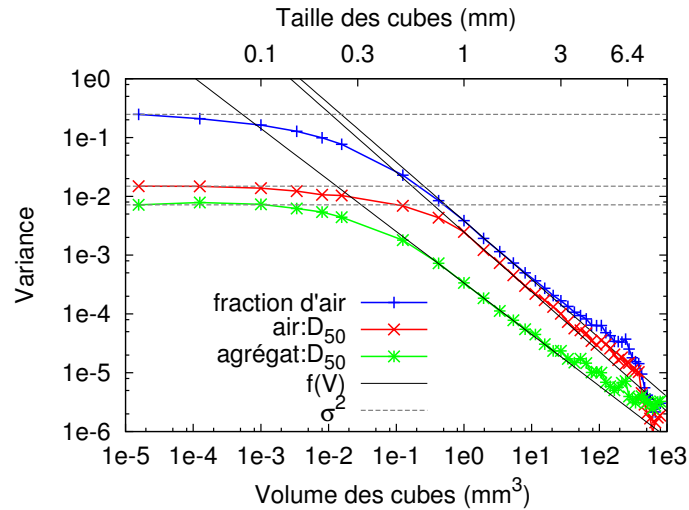


FIGURE 6.21 – Influence de la taille des sous-volumes sur la variance de la moyenne empirique de l'air et des diamètres médians des phases. Variance (sans dimension) de la fraction d'air et variance (en  $\text{mm}^2$ ) des diamètres médians à l'état initial. Les droites en pointillées sont les variances ponctuelles  $\sigma^2$  et les droites continues représentent l'équation ajustée  $f(V)$ .

sensibilité de la granulométrie au niveau de seuillage est plus grande pour les agrégats que pour l'air, du fait que les voxels incertains sont proches des contacts inter-granulaires et inter-agrégats. De plus, la distribution étroite des agrégats favorise cette plus grande sensibilité.

### 6.3.4 Volume élémentaire représentatif

Le volume élémentaire représentatif est déterminé à partir de la méthode statistique présentée au chapitre précédent, qui consiste à diviser l'image de départ en sous-volumes de même tailles. La moyenne empirique de la quantité d'intérêt est ensuite évaluée dans chaque sous-volume afin d'obtenir la variance des tirages. La figure 6.21 montre cette relation entre la variance et la taille des sous-volumes pour trois quantités d'intérêts : la fraction d'air, le diamètre médian de l'air et celui des agrégats. On rappelle que :

- lorsque la taille des cubes tend vers la taille des voxels, la variance mesurée tend vers la variance ponctuelle  $\sigma^2$  égale à, par exemple, pour la fraction d'air  $p : p(1 - p) = 0,453(1 - 0,453) \approx 0,25$  pour cette image.
- lorsque la taille des cubes augmente, la variance amorce une décroissance marquant un changement d'échelle des tirages. Une deuxième asymptote peut être alors recherchée aux plus grandes tailles de cubes.

L'équation (5.5), rappelée ci-dessous et décrite au chapitre précédent, est ajustée pour définir cette deuxième asymptote. A cette fin, nous exploitons uniquement les cubes de volume supérieur à  $1 \text{ mm}^3$  :

$$f(V) = \frac{A\sigma^2}{V^b} \quad (6.8)$$

avec les deux paramètres inconnus :  $A$  la portée intégrale (Lantuéjoul 1991) et  $b$  le coefficient directeur des droites tracées dans la figure 6.21. Nous fixons que, lorsque ce coefficient est supérieur

Tableau 6.5 – Homogénéité ( $b$ ) et portée intégrale ( $A$ ) des quantités d'intérêt mesurées dans l'image de l'éprouvette à son état initial (tomographie locale). La dernière ligne du tableau indique la taille du VER pour une incertitude relative fixée à 1%

Étape initiale	$p$	air : $D_{50}$	agrégat : $D_{50}$
$b$ (-)	0,985	1,005	0,853
$\sqrt[3]{A}$ ( $\mu\text{m}$ )	250	549	360
VER (mm)	9,1	11,8	-

à 0,9, l'homogénéité de l'image est vérifiée vis-à-vis de sa quantité d'intérêt. Ainsi, à partir du tableau 6.5, il est possible de conclure que la fraction d'air et le diamètre médian de l'air sont répartis uniformément dans l'image ( $b > 0,9$ ). Au contraire le diamètre médian de la phase agrégat ne vérifie pas cette condition ( $b < 0,9$ ) : sa répartition au sein de l'image n'est donc pas statistiquement homogène. De plus, lorsque l'homogénéité est vérifiée, l'asymptote permet de définir une taille de VER pour un niveau de confiance donné, ou inversement, de définir un niveau de confiance pour une taille de volume retenu. La dernière ligne du tableau 6.5 indique la taille minimum du cube à isoler dans l'image, pour assurer une incertitude relative inférieure à 1% sur les mesures de fraction d'air et du diamètre médian de l'air. Aucune valeur de VER n'est donnée pour le diamètre médian de la phase agrégat puisque sa répartition est hétérogène : il n'existe pas de VER pour cette quantité.

Les incertitudes de seuillage de 10 niveaux de gris affectent légèrement les résultats de cette analyse statistique de l'homogénéité de l'image initiale. Le tableau 6.6 résume l'influence du seuillage sur les paramètres  $b$  et  $A$  pour les trois quantités d'intérêt.

Tableau 6.6 – Influence de la valeur de seuillage sur les mesures d'homogénéité ( $b$  sans unité) et de portée intégrale ( $\sqrt[3]{A}$  en  $\mu\text{m}$ ) dans l'image de l'éprouvette à son état initial (tomographie locale) pour les quantités d'intérêt suivantes : la fraction d'air ( $p$  en %), le diamètre médian de l'air ( $D_{air:50}$  en  $\mu\text{m}$ ) et le diamètre médian des agrégats ( $D_{ag:50}$  en  $\mu\text{m}$ )

Seuillage	$p$	$b$	$\sqrt[3]{A}$	$D_{air:50}$	$b$	$\sqrt[3]{A}$	$D_{ag:50}$	$b$	$\sqrt[3]{A}$
145	42,96	0,978	253	239	1,008	552	305	0,893	374
150	45,29	0,985	250	243	1,005	549	292	0,853	360
155	47,61	0,989	244	247	0,998	546	277	0,863	341

Cette analyse prouve la relative bonne homogénéité du volume isolé, qui couvre en pratique 1/17 de l'ensemble de l'éprouvette. Toutefois, aucune conclusion ne peut être tirée sur l'homogénéité de l'ensemble de l'éprouvette. Étendre cette analyse à l'éprouvette entière serait très intéressant mais les artefacts précédemment présentés et la résolution de la tomographie globale nous en empêchent.

## 6.4 Évolutions de l'échantillon au cours de l'imbibition

Dans cette partie, l'évolution de l'échantillon au cours de son imbibition est décrite. Premièrement, les résultats sont présentés d'un point de vue macroscopique vis-à-vis du comportement de rétention d'eau (changements de teneur en eau avec un changement de pression capillaire).

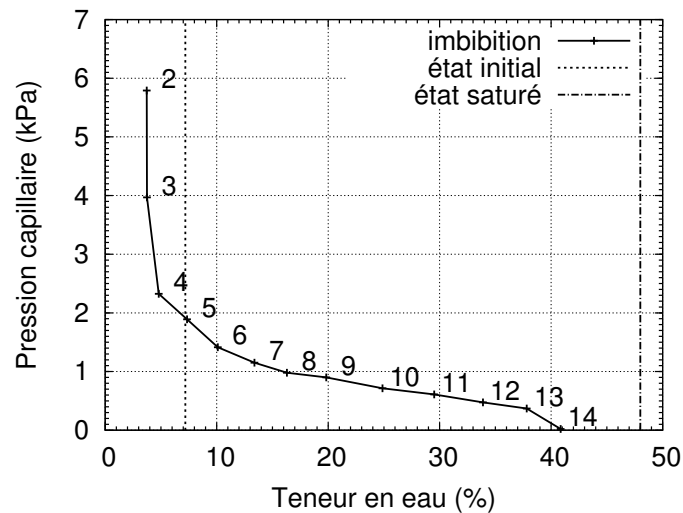


FIGURE 6.22 – Pression capillaire exprimée en haut de l'éprouvette en fonction de la teneur en eau au cours des étapes d'imbibition. Les teneurs en eau initiale et à l'état saturé théorique (porosité initiale saturée d'eau) sont représentées par des droites verticales.

Deuxièmement, nous présentons les déformations locales obtenues par corrélation d'images, les variations de teneur en eau obtenues par variation de niveau de gris et les changements de la morphologie des agrégats et de l'espace poral rempli d'air.

#### 6.4.1 Potentiel de rétention d'eau

Les étapes d'imbibition sont présentées dans la figure 6.22 dans laquelle la teneur en eau macroscopique est représentée en fonction de la succion, exprimée en haut de l'éprouvette. Cette courbe traduit le potentiel de rétention d'eau de l'éprouvette, c'est-à-dire sa capacité à absorber de l'eau à des pressions d'eau négatives grâce à la remontée capillaire. La pression capillaire en haut de l'échantillon était égale à 5,8 kPa à la fin de la deuxième étape. Cette valeur est suffisamment grande pour observer le transfert d'eau de l'échantillon vers la burette graduée, expliquant pourquoi la teneur en eau à cette étape (3,7%) est inférieure à la teneur en eau initiale (7,2%). En réduisant la pression capillaire jusqu'à l'étape 3, aucun échange d'eau n'a été observé ; la teneur en eau restait égale à 3,7%. Cette teneur en eau est la teneur en eau minimale accessible par la méthode de la colonne d'eau, appelée aussi teneur en eau résiduelle. Le processus d'imbibition commence réellement lorsque la pression capillaire devient inférieure à 2 kPa. La dernière étape d'imbibition (étape 14) est obtenue lorsque la pression capillaire devient nulle : le ménisque dans la burette et le haut de l'échantillon sont à la même hauteur. A cette étape l'échantillon présente une teneur en eau de 40,8% qui est inférieure à la teneur en eau théorique (48%) calculée à partir de la microstructure initiale supposée totalement saturée d'eau (représentée par la droite verticale en traits d'axes dans la figure 6.22).

La figure 6.23 montre des coupes verticales de l'éprouvette issues des tomographies locales réalisées aux étapes d'imbibition 1, 10, et 14 permettant de décrire qualitativement la microstructure au cours de l'imbibition. Les coupes du haut sont prises proches de la surface libre de l'éprouvette et celles du bas en son cœur. Les flèches relèvent des évolutions locales en termes de déplace-

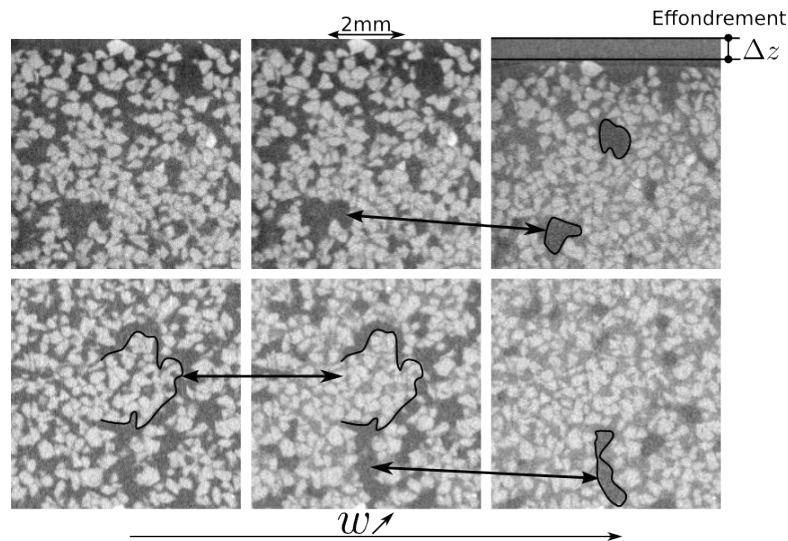


FIGURE 6.23 – Coupes verticales issues des tomographies locales à trois étapes d’imbibition (de la gauche vers la droite : étape 1, 10, 14) dans deux régions de l’éprouvette : proche de la surface libre (haut) et au cœur de l’éprouvette (bas).

ment de grains ou de remplissage de certains pores par l’eau. Le déplacement vertical d’un grain situé près de la surface libre est représenté par un segment  $\Delta z$  d’environ 0.6 mm de longueur. La déformation macroscopique équivalente serait donc d’environ 2%. A l’étape 10, les plus petits pores sont saturés d’eau, contrairement aux plus gros. La plupart de ces plus gros pores se remplit d’eau à la dernière étape, mais il reste de l’air dans certains pores alors que la pression d’eau est légèrement supérieure à la pression atmosphérique au cœur de l’échantillon, ce qui peut expliquer en partie pourquoi la teneur en eau à l’étape 14 est inférieure à la teneur en eau théorique à l’état saturée (figure 6.22). Dans la suite, nous cherchons à décrire quantitativement ces observations à l’échelle locale vis-à-vis des déformations, des teneurs en eau et des évolutions microstructurale de l’éprouvette. L’objectif est alors de comprendre le lien entre l’apport d’eau et l’effondrement à différentes échelles.

#### 6.4.2 Corrélation d’images volumiques

La technique de mesure de champ cinématique est ici utilisée sur les images de tomographie globale sans prendre en compte l’aspect discret du matériau. Rappelons que cette technique de corrélation d’images volumiques (V-DIC) est ici employée pour la première fois sur une éprouvette non saturée dont l’état de saturation évolue.

L’image de référence est l’image de l’éprouvette dans son état initial, avant tout échange d’eau avec la burette. A cette étape, les fenêtres de corrélation étaient placées côte à côte pour couvrir l’ensemble de l’échantillon. Ces fenêtres de corrélation avaient un volume de  $1 \text{ mm}^3$  ( $20 \times 20 \times 20$  voxels). En pratique, après l’optimisation sous-voxel, pour toutes les étapes d’imbibition le coefficient de corrélation de la plupart des fenêtres de corrélation est inférieur à 0.2 (0 correspond à une parfaite corrélation et 1 à l’absence de corrélation Grédiac et Hild (2011)). A l’étape finale d’imbibition (étape 14), pour seulement 147 des 118200 fenêtres de corrélation initiales, le coefficient de corrélation était supérieur à 0.7 (voir tableau 6.7) : ces fenêtres de corrélation n’ont pas été prises

Paramètre	Valeur
taille des fenêtres de corrélation	1 mm <sup>3</sup>
nombre des fenêtres de corrélation (F.C.)	118200
nombre de F.C. par couche horizontale	3940
nombre de couches horizontales	30
nombre de cellules	110229
nombre minimum de F.C. (étape 14)	118053
nombre minimum de cellules (étape 14)	109429

Tableau 6.7 – Résumé des paramètres de corrélation d'images. On rappelle que les coins des cellules sont les centres des fenêtres de corrélation.

en compte dans le calcul des déformations réalisé à partir d'éléments cubiques à 8 nœuds (cellule) sous l'hypothèse des petites perturbations. La perte d'une fenêtre de corrélation au cours de l'appariement entraîne une perte de huit cellules au maximum. Pour l'éprouvette, cette perte atteignait 800 cellules à l'étape 14, équivalent à une perte de 0.7 % des cellules initiales (voir tableau 6.7). Les incertitudes sur les déplacements sont de nouveau estimées à environ  $\pm 0,1$  voxel en utilisant les tomographies des étapes 2 et 4 pour lesquelles les déplacements et la variation de teneur en eau sont faibles. Ceci conduit à une incertitude de 0.2 % sur les déformations et 0.35 % sur la déformation volumique. Par conséquent, les fluctuations locales présentes dans les résultats de déformations (spécialement dans la figure 6.24) sont principalement induites par ces incertitudes de corrélation. De plus, il est possible de remarquer la présence d'un bruit de corrélation important sur quelques plans horizontaux situés dans le tiers inférieur de l'échantillon. Ce bruit semble être un artefact de reconstruction induit par une détermination approximative de la position verticale relative de la source de rayon X sur le détecteur.

L'évolution de la déformation verticale au cours de l'imbibition est donnée dans la figure 6.25(a), dans laquelle  $w_m$  est la teneur en eau macroscopique déterminée à partir du niveau d'eau dans la burette. Les déformations totales (à l'échelle de toutes les cellules) et dans la ROI sont distinguées dans cette figure. On remarque que les mêmes déformations sont mesurées aux deux échelles, mis à part à la dernière étape pour laquelle les déformations totales sont plus grandes (en valeur absolue) que dans la ROI (2,47% contre 2,21%). La figure 6.25(b) présente la déformation verticale moyennée par couche. On observe une hétérogénéité verticale de cette déformation dès le début de l'apparition des déformations, c'est-à-dire à l'étape 10.

La figure 6.24 montre, pour les 5 dernières étapes d'imbibition, 3 champs distincts : déformation verticale, déformation volumique et teneur en eau (dont les détails sont présentés ci-après). Cette dernière figure 6.24 montre, en plus de l'hétérogénéité verticale des déformations, une hétérogénéité radiale. Malgré ces hétérogénéités, les champs mesurés présentent une bonne symétrie de révolution (correspondances entre les coupes verticales et les moyennes orthoradiales). Notons que la localisation radiale des déformations apparaît à l'étape 13. A cette étape, les déformations verticales sont localisées sur des surfaces coniques. Le cœur et les coins supérieurs de l'éprouvette se déforment peu. Ces surfaces de localisation peuvent être identifiées comme des bandes de cisaillement puisqu'elles ne sont que très légèrement visibles dans les cartes des déformations volumiques. En parallèle, aux étapes 13 et 14, une contraction du matériau se localise dans les coins inférieurs de l'échantillon, à l'interface entre la cellule en PMMA et la céramique.

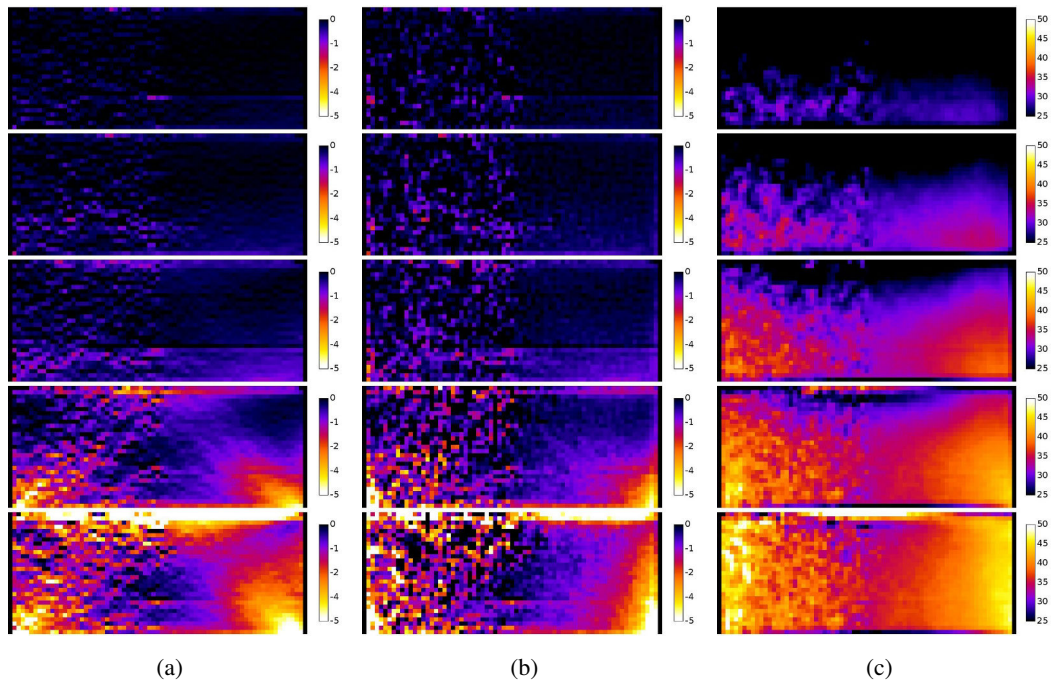


FIGURE 6.24 – Évolution de l'éprouvette au cours des étapes d'imbibition 10, 11, 12, 13, 14 (du haut en bas) : coupe verticale et moyenne orthoradiale de : (a)  $\varepsilon_{zz}$  (%); (b)  $\varepsilon_{vol}$  (%); (c)  $w_i$  (%). L'axe vertical des cartes coïncide avec l'axe vertical de l'éprouvette.

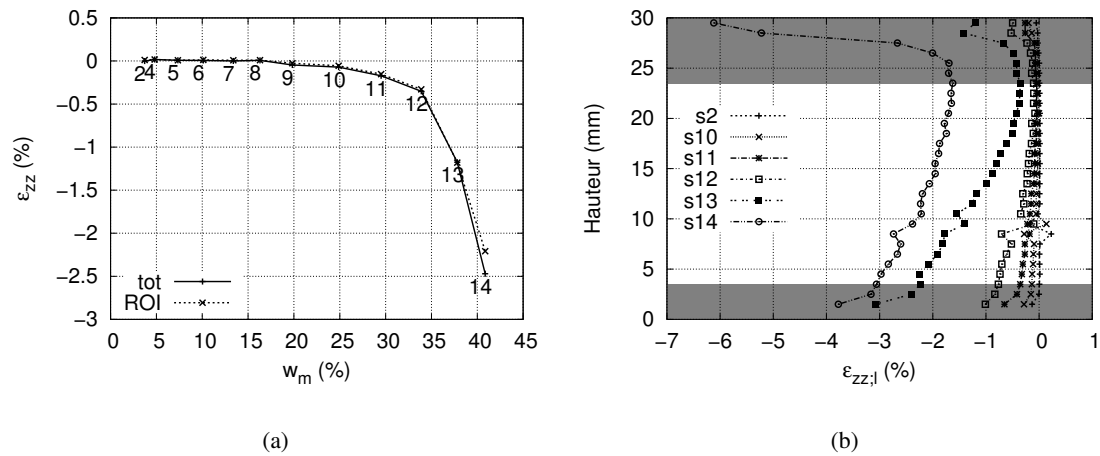


FIGURE 6.25 – Déformation verticale : (a) à l'échelle de l'éprouvette (courbe tot) et de la ROI (courbe ROI) en fonction de la teneur en eau macroscopique à toutes les étapes ; (b) par couche à l'étape de drainage 2 et aux étapes d'imbibition 10, 11, 12, 13, 14. La ROI se situe entre les parties grisées.

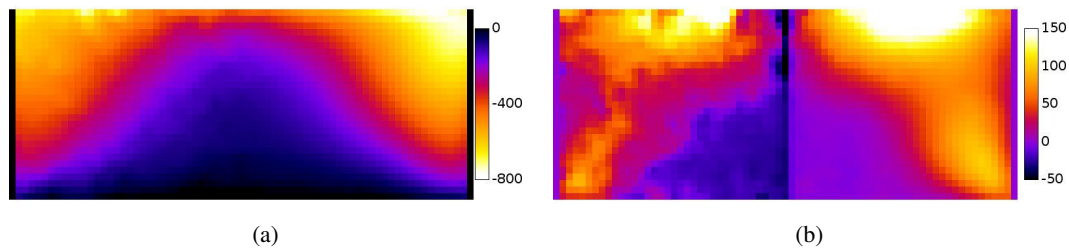


FIGURE 6.26 – Cartes des déplacements locaux ( $\mu\text{m}$ ) de la microstructure à la dernière étape d'imbibition (14) : (a) déplacements verticaux (un déplacement vertical négatif correspond à un tassement); (b) déplacements radiaux (un déplacement radial positif traduit un éloignement du centre de l'éprouvette)

La figure 6.26 précise la cinématique de la microstructure de son état initial (1) à son état final (14). On retrouve une forme conique dans la figure 6.26(a) vis-à-vis des isovaleurs du champ de déplacement vertical. La figure 6.26(b) montre, quant à elle, les déplacements radiaux ( $u_r$ ) de la microstructure entre ces deux mêmes étapes. On observe que les plus grands déplacements radiaux  $u_r$  se situent dans le haut de l'éprouvette. Ainsi, les coins supérieurs de l'éprouvette semblent glisser sur ces interfaces coniques, par rapport à son cœur qui est immobile. Enfin, la figure 6.27 fournit les champs de déformations (volumique, déviatorique et verticale) et de niveau de gris obtenus à la dernière étape d'imbibition. La figure 6.27(d) correspond à la variation relative de niveau de gris, qui est justement exploitée pour en extraire la teneur en eau locale connaissant la déformation volumique (figure 6.27(a)). Les résultats de cette approche sont présentés dans la partie qui suit.



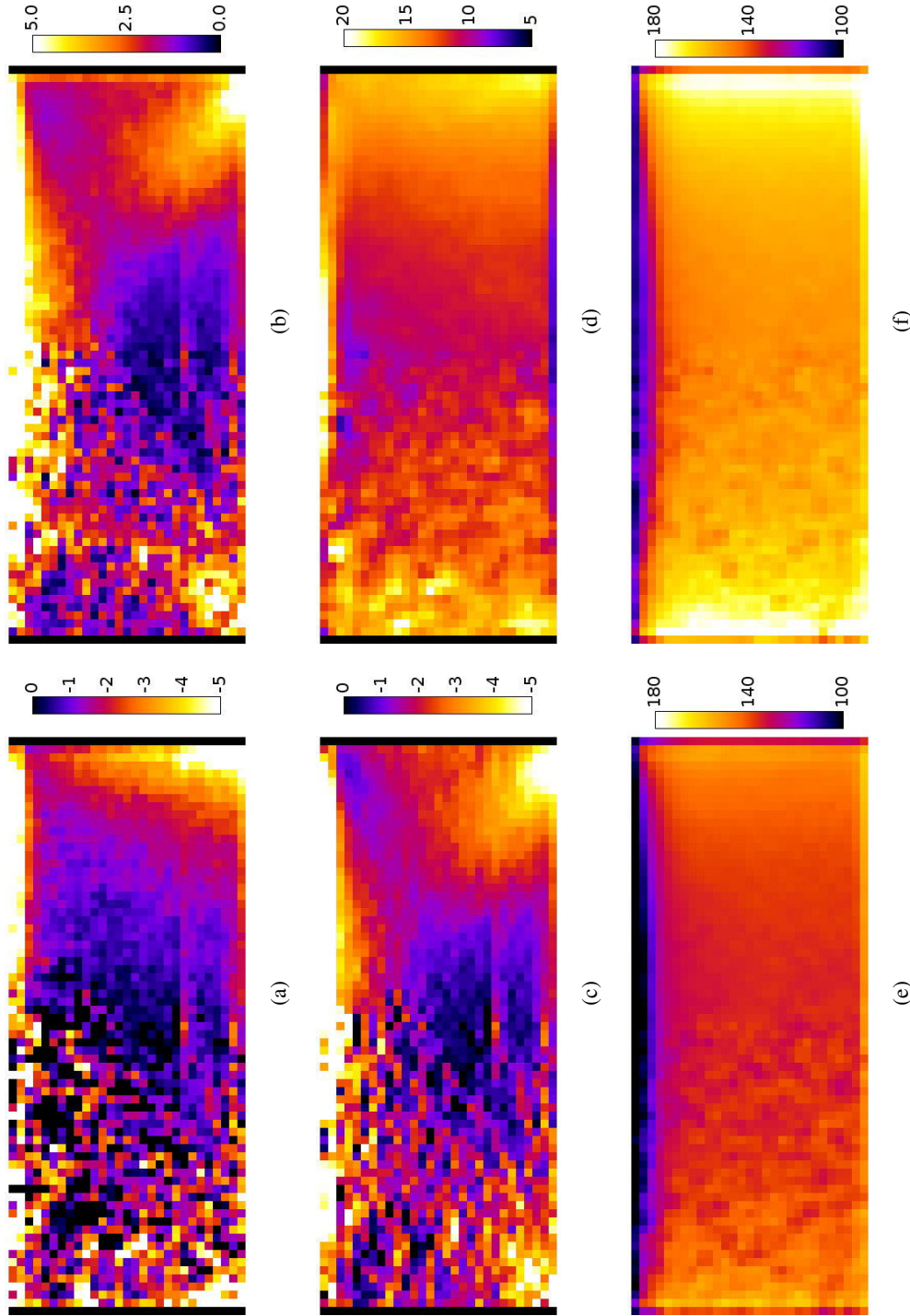


FIGURE 6.27 – Éprouvette à la dernière étape d'imbibition (14) : coupe verticale et moyenne orthoradiale des champs de : (a)  $\varepsilon_{tot}$  (%), (b)  $\varepsilon_{devia}$  (%), (c)  $\frac{L_{14}-L_1}{L_1}$  (%), (d) niveau de gris à l'état initial  $L_1$ , (e) niveau de gris à l'état final  $L_{14}$ , (f) variation relative des niveaux de gris à l'état final  $L_{14}$

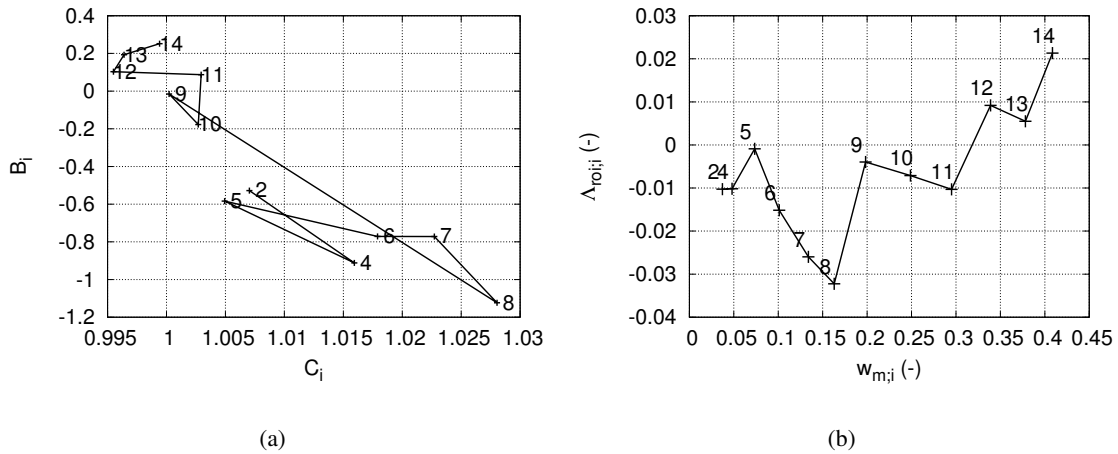


FIGURE 6.28 – Corrections : (a) de brillance  $B_i$  en fonction de la correction de contraste  $C_i$  par rapport à l'image initiale aux cours des étapes d'imbibition ; (b) des teneurs en eau issues du modèle (terme correctif  $\Lambda_{roi,i}$ ) par rapport aux teneurs en eau macroscopiques

### 6.4.3 Teneur en eau par la variation des niveaux de gris

Les variations des niveaux de gris des tomographies globales sont exploitées dans cette partie pour en déduire l'évolution de la teneur en eau locale dans la ROI.

On rappelle ci-dessous la chaîne de traitement :

1. normalisation des images par rapport à l'image de référence ;
2. mesure de  $\varepsilon_{vol;roi}$  et  $\frac{L_{roi,i}-L_{roi,1}}{L_{roi,1}}$  dans la ROI ;
3. ajustement des paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  de l'équation (5.14)<sup>1</sup> en minimisant l'équation (5.17)<sup>2</sup> afin de relier  $\varepsilon_{vol;roi}$  et  $\frac{L_{roi,i}-L_{roi,1}}{L_{roi,1}}$  avec la teneur en eau macroscopique  $w_{m,i}$  ;
4. les teneurs en eau locales sont finalement déterminées avec l'équation (5.28), qui utilise le terme correctif<sup>3</sup>  $\Lambda_{roi,i}$ .

La figure 6.28 présente les paramètres de contraste  $C_i$  et de brillance  $B_i$ , obtenus pour corriger les niveaux de gris des images  $i$  lors de la première étape de traitement. La troisième étape est décrite dans la figure 6.29 qui présente la teneur en eau macroscopique en fonction de la variation des niveaux de gris à l'échelle de la ROI. Les droites sont tracées à partir de l'équation (5.14) avec les paramètres  $\alpha=-0,258$  et  $\beta=0,412$ . L'ajustement de ces paramètres a été réalisé à partir d'une recherche de  $L_w$  en fixant  $L_a=100$  et  $L_s=170$ . L'écart entre l'équation (5.14) et les mesures effectuées est minimum pour  $L_w \simeq 147,7$ . Cet écart, noté  $\Lambda_{roi,i}$ , est présenté dans la figure 6.28(b) en fonction de la teneur en eau macroscopique. On remarque que le modèle (sans le terme correctif  $\Lambda_{roi,i}$ ) permet d'approcher à moins de 3% la teneur en eau macroscopique avec un seul jeu de paramètres  $\alpha$  et  $\beta$ . Malgré cet écart faible, les teneurs en eau locales, ci-dessous présentées, seront toutes corrigées à partir du terme correctif  $\Lambda_{roi,i}$  (voir équation (5.28)). Remarquons que la

1. Rappel de l'équation (5.14) :  $w_{c,i} = w_{c,1} + \frac{(\varepsilon_{vol;c,i}+1)}{\beta} \frac{L_{c,i}-L_{c,1}}{L_{c,1}} - \varepsilon_{vol;c,i} \frac{\alpha}{\beta}$
2. Rappel de l'équation (5.17) :  $\text{Min} \sum_{\text{étapes}} \left( \frac{L_{roi,i}-L_{roi,1}}{L_{roi,1}} - \left( \alpha \frac{\varepsilon_{vol;roi,i}}{\varepsilon_{vol;roi,i}+1} + \beta \frac{w_{m,i}-w_{m,1}}{\varepsilon_{vol;roi,i}+1} \right) \right)^2$
3. Rappel du terme correctif :  $\Lambda_{roi,i} = w_{m,1} - w_{m,i} + \frac{(\varepsilon_{vol;roi,i}+1)}{\beta} \frac{L_{roi,i}-L_{roi,1}}{L_{roi,1}} - \varepsilon_{vol;roi,i} \frac{\alpha}{\beta}$

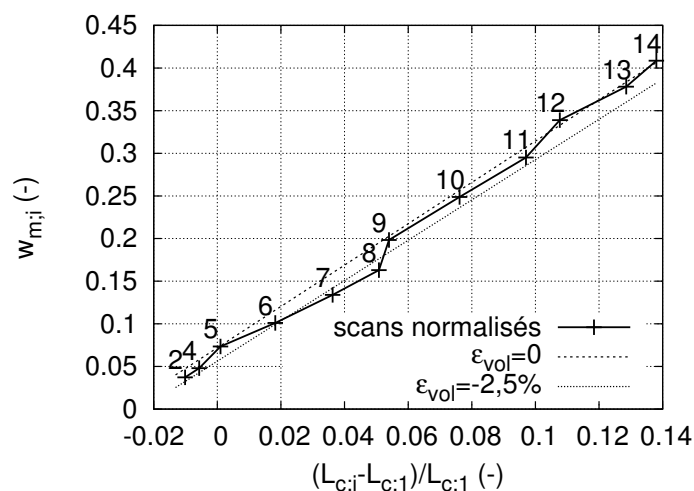


FIGURE 6.29 – Teneur en eau macroscopique en fonction de la variation de niveau de gris après correction du flux (scans normalisés). L'équation (4.6) est tracée pour 0 et -2.5% de déformation volumique.

déformation volumique contribue beaucoup plus faiblement à la variation des niveaux de gris que l'imbibition, non seulement puisque  $\alpha < \beta$ , mais surtout parce que la plage de variation de déformation volumique  $\epsilon_{vol}$  est beaucoup plus faible que celle de la teneur en eau  $w$  ([0% : 2,5%] contre [5% : 40%] à l'échelle de l'éprouvette). De plus, nous avons estimé que l'artefact de *beam hardening* génère une différence d'environ 20 niveaux de gris entre le centre et les bords de l'éprouvette (voir figure 6.14). En reprenant l'équation (5.18), il devient alors possible, connaissant  $L_w$ , de calculer l'incertitude générée par cet artefact sur la teneur en eau. A l'étape 14, cette incertitude est maximale et vaut environ  $\pm 2,5\%$  dans le diamètre de l'éprouvette.

La figure 6.30 présente l'ensemble des cartes de teneur en eau obtenues au cours de l'imbibition. Les échelles de couleurs sont définies à partir du domaine  $[\min(w_{roi;\theta}) - 1\% : \max(w_{roi;\theta}) + 1\%]$ . De cette figure, on constate que, quelle que soit l'étape considérée, la teneur en eau locale n'est jamais uniforme dans l'éprouvette. Aux plus faibles teneurs en eau macroscopiques, les teneurs en eau locales les plus importantes se situent au cœur de l'éprouvette. Au contraire, aux plus fortes teneurs en eau macroscopiques, les teneurs en eau locales sont maximales près des parois de la cellule. Cette hétérogénéité radiale existe aux plus faibles et aux plus fortes teneurs en eau macroscopique. De plus, à toutes les étapes, une hétérogénéité verticale des teneurs en eau est observée : cette teneur en eau est plus importante en bas de l'échantillon qu'en haut. Les profils de teneur en eau dans la hauteur de l'éprouvette sont donnés dans la figure 6.31. L'hétérogénéité verticale des teneurs en eau est clairement identifiée, celle-ci variant avec l'étape d'imbibition.

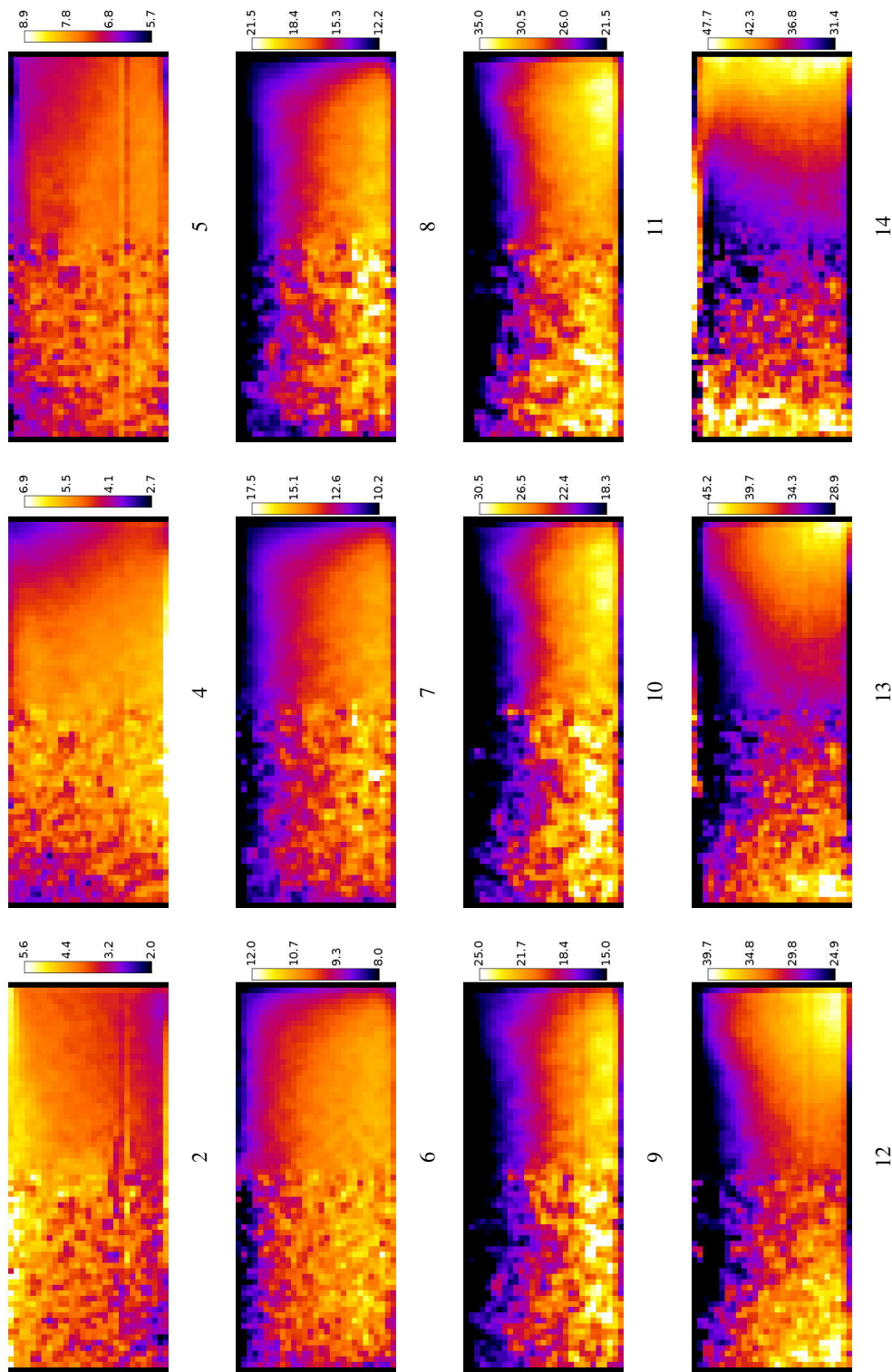


FIGURE 6.30 – Teneur en eau locale au cours des étapes d'imbibition (2-14) : coupes verticales et moyennes orthoradiales.

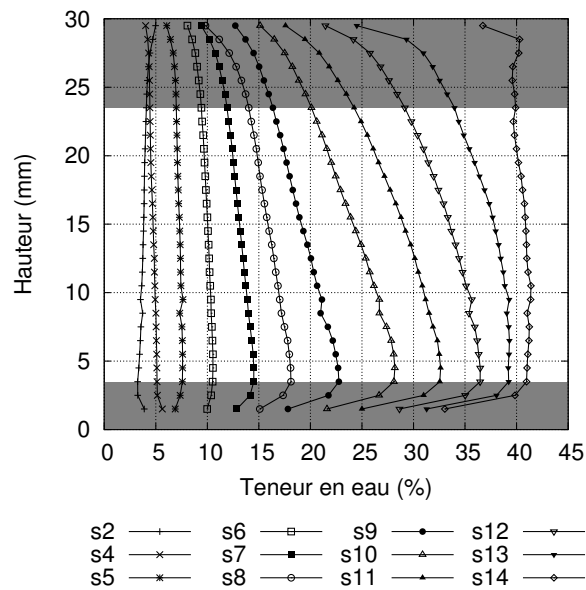


FIGURE 6.31 – Profils dans la hauteur de l'éprouvette des teneurs en eau au cours de l'imbibition, obtenus par analyse des variations de niveaux de gris.

De plus, nous avons montré au chapitre précédent que la moyenne des teneurs en eau locales ne donne pas en toute rigueur la teneur en eau à une plus grande échelle, sauf dans le cas particulier où l'éprouvette est homogène localement à tous les instants (en densité et en teneur en eau). Cet écart, exprimé dans l'équation (5.29), est précisé dans la figure 6.32(a) à l'échelle de la ROI. La figure 6.32(b) présente cet écart à l'échelle des couches de sol. Ainsi à l'échelle de la ROI, l'écart est inférieur à 0,1%, ce qui prouve que la moyenne des teneurs en eau locales dans la ROI est très proche de la teneur en eau macroscopique  $w_m$ . Cependant, comme le montre la figure 6.32(b), des écart beaucoup plus importants sont observés entre la teneur en eau macroscopique  $w_m$  et la teneur en eau par couche  $w_l$  dans la ROI. De plus, la figure 6.32(b) montre les fluctuations de teneur en eau par couche dans la ROI par rapport à la teneur macroscopique. Ces fluctuations sont maximales (environ 9% de teneur en eau dans la ROI) aux étapes 10 et 11.

Comme pour les déformations, les distributions radiales et verticales de teneur en eau sont hétérogènes à l'échelle de l'échantillon. L'hétérogénéité est essentiellement verticale jusqu'à l'étape 11, puis l'hétérogénéité radiale prévaut avec une augmentation prononcée de teneur en eau dans le coin inférieur de l'échantillon. La figure 6.33 présente la relation  $\epsilon_{vol} - w$  : on remarque que la relation macroscopique est proche de la relation locale par couche. Le comportement du volume segmenté est aussi tracé dans cette figure. Sa teneur en eau finale atteint 35% pour une déformation volumique de -0,65% : ces valeurs sont donc inférieures aux mesures macroscopiques. Néanmoins, la relation  $\epsilon_{vol} - w$  semble unique aux trois échelles d'observations présentées dans la figure 6.33. La même remarque peut être tirée de la figure 6.34, dans laquelle les profils de teneur en eau à l'échelle des couches coïncident et prolongent les mesures macroscopiques. Dans cette figure, la pression capillaire macroscopique est exprimée au centre de l'éprouvette et la pression capillaire par couche est déterminée en supposant la continuité de l'eau dans l'éprouvette. Cette hypothèse nous permet d'exprimer la pression d'eau comme une fonction de l'altitude.

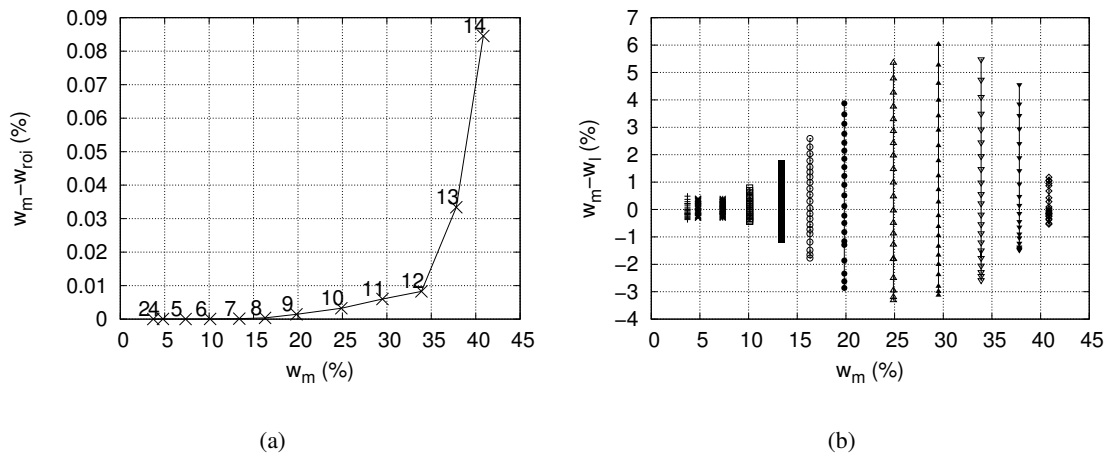


FIGURE 6.32 – Différence entre la teneur en eau macroscopique  $w_m$  et la teneur en eau obtenue par niveau de gris à l'échelle : (a) de la ROI noté  $w_{roi}$  ; (b) des couches de 2 mm d'épaisseur noté  $w_l$

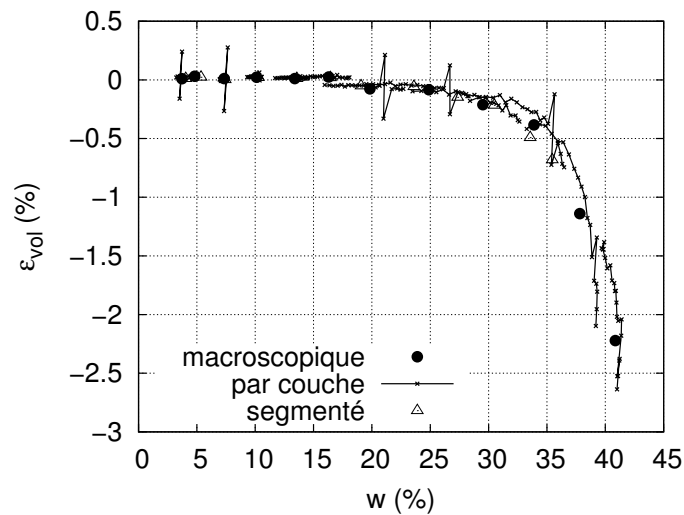


FIGURE 6.33 – Déformation volumique en fonction de la teneur en eau aux trois échelles d'observation : échantillon, volume isolé, par couche. La teneur en eau est celle relative à l'échelle d'observation.

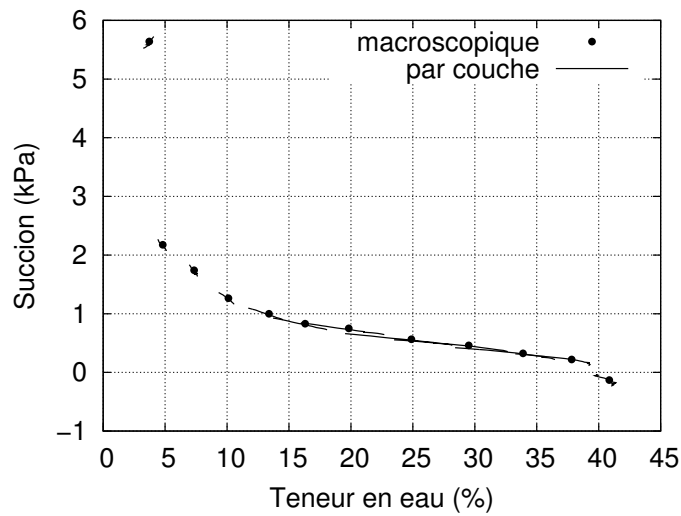


FIGURE 6.34 – Pression capillaire en fonction de la teneur en eau à l'échelle macroscopique et par couche. La pression capillaire macroscopique est exprimée au centre de l'éprouvette.

#### 6.4.4 Taille des agrégats et des pores remplis d'air

La même méthodologie que celle appliquée à l'image initiale est de nouveau employée afin de suivre l'évolution de la taille des agrégats et des pores remplis d'air au cours de l'imbibition. La figure 6.35 présente, aux trois étapes d'imbibition 1, 10 et 14, les résultats de cette granulométrie dans une coupe verticale. On remarque que les plus petits pores disparaissent au cours de l'imbibition (voir figure 6.35(b)) alors que la phase agrégat augmente en volume et en taille (voir figure 6.35(c)).

La segmentation est encore réalisée par seuillage à la valeur de niveau de gris qui assure la plus faible sensibilité de la fraction d'air avec le niveau de seuillage, c'est-à-dire le minimum local de l'histogramme. Remarquons que ce niveau de seuillage évolue avec l'étape d'imbibition. La tendance générale montre une décroissance de ce niveau avec l'augmentation de teneur en eau : de 158 à 132.

La figure 6.36 présente l'évolution des histogrammes au cours de l'imbibition et illustre la décroissance du niveau de seuillage par un décalage vers la gauche du minimum local entre les pics. A mesure que le volume d'eau augmente, le pic de l'air est réduit alors qu'un nouveau pic, celui de l'eau, apparaît. Le pic des grains augmente, alors que le volume de grains devrait être constant. De plus, au fur et à mesure de l'imbibition et que le pic de l'eau se développe, les pics de l'air et des grains semblent se décaler vers ce pic de l'eau. De nouveau, l'artefact de volume partiel peut expliquer cette tendance : aux frontières entre phases, les voxels couvrent plusieurs phases et, lorsque l'eau remplace l'air, ces voxels changent de niveau de gris. De plus, les niveaux de gris extrêmes semblent être situés au cœur des phases, loin des frontières. En effet, au cœur des grains, les plus hauts niveaux de gris restent stables, alors que dans l'air les plus bas niveaux de gris augmentent : l'eau remplace l'air réduisant le nombre de voxels d'air situé loin des frontières. De ce fait, il est donc raisonnable de remettre en question la validité du seuillage réalisé : une comparaison des résultats obtenus par niveau de gris et par seuillage tente d'apporter des éléments de réponse sur ce point. En effet, la teneur en eau et la fraction d'air sont déterminées à partir de deux approches

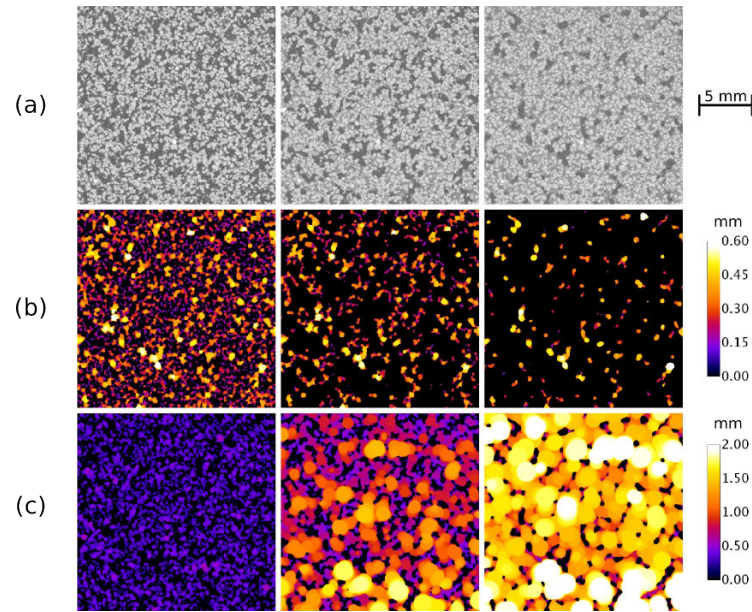


FIGURE 6.35 – Coupe verticale du volume segmenté aux étapes 1, 10 et 14 après reconstruction (a), après seuillage et application de la granulométrie de Matheron sur la phase air (b) et sur la phase agrégat (c). Les échelles de couleurs indiquent la valeur du diamètre de la plus grande sphère inscrite (en millimètre).

différentes : une variation de niveau de gris pour la teneur en eau et un seuillage pour la fraction d'air. Pourtant, ces deux paramètres sont liés comme le montre l'équation suivante :

$$p = 1 - (wG_s + 1) \frac{1 - n_1}{\epsilon_{vol} + 1} \quad (6.9)$$

On rappelle que  $p$ ,  $w$ ,  $G_s$ ,  $n_1$  et  $\epsilon_{vol}$  sont respectivement la fraction d'air, la teneur en eau, la densité spécifique des grains, la porosité initiale et la déformation volumique. Cette équation est tracée à l'échelle de l'éprouvette (voir courbe macroscopique) dans la figure 6.37. Les résultats de traitement d'images du volume segmenté sont aussi représentés dans cette même figure où la teneur en eau et fraction d'air proviennent respectivement de l'analyse de la variation de niveau de gris et du seuillage. Les barres d'erreur indiquent la sensibilité de la fraction d'air au niveau de seuillage (-5 et +5 niveaux de gris) : les incertitudes de seuillage diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau, comme le confirme la figure 6.36. Notons que la teneur en eau locale déterminée par la variation des niveaux de gris porte aussi une incertitude, qui n'a pas été exprimée. Cette relation expérimentale à l'échelle du volume segmenté est approchée par l'équation (6.9) en choisissant une porosité locale de 52% (courbe ajustement de la figure 6.37), qui est inférieure à la porosité macroscopique de 56 %. Ceci peut indiquer que le volume segmenté est plus dense que le reste de l'échantillon et/ou que le seuillage optimal n'est pas la vallée de l'histogramme. Pour cette raison, nous choisissons de présenter les résultats ci-après en les exprimant en fonction de la teneur en eau locale.

La distribution des tailles des pores remplis d'air est présentée dans la figure 6.38(a). Deux modes (pics) sont observés aux faibles teneurs en eau et un seul subsiste à fortes teneurs en eau. En effet, le mode à 0,1 mm disparaît à l'étape 6 et le mode à 0,2 mm se déplace vers de plus grands



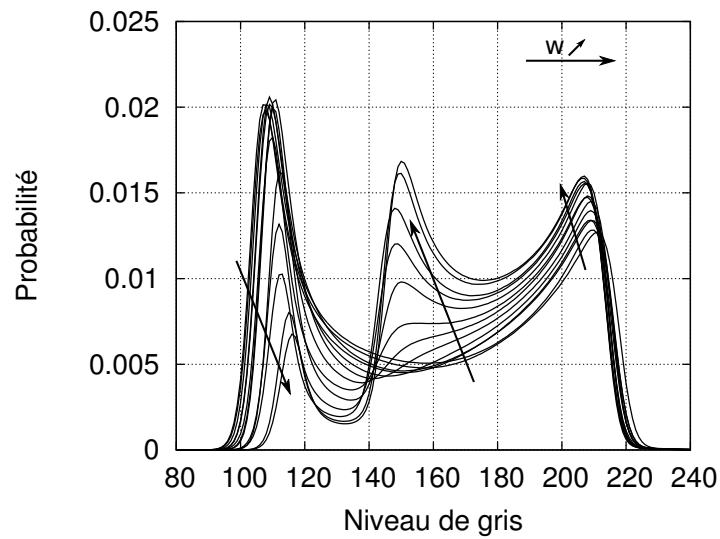


FIGURE 6.36 – Histogramme du volume isolé au cours de l'imbibition après application du filtre de diffusion anisotrope. Les flèches décrivent les tendances lorsque la teneur en eau augmente.

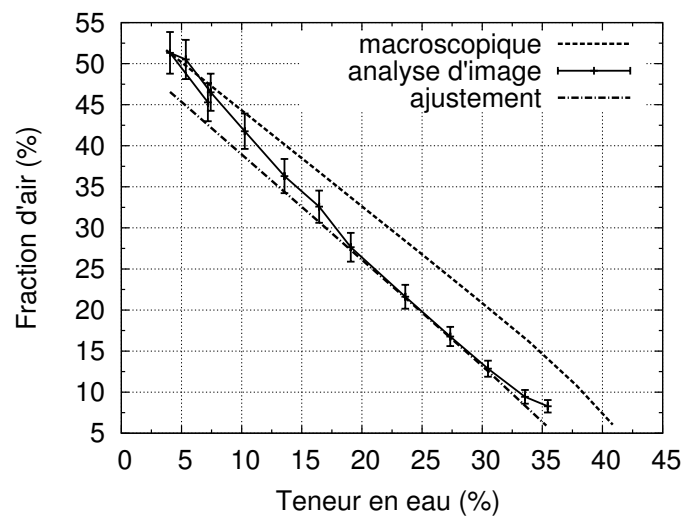
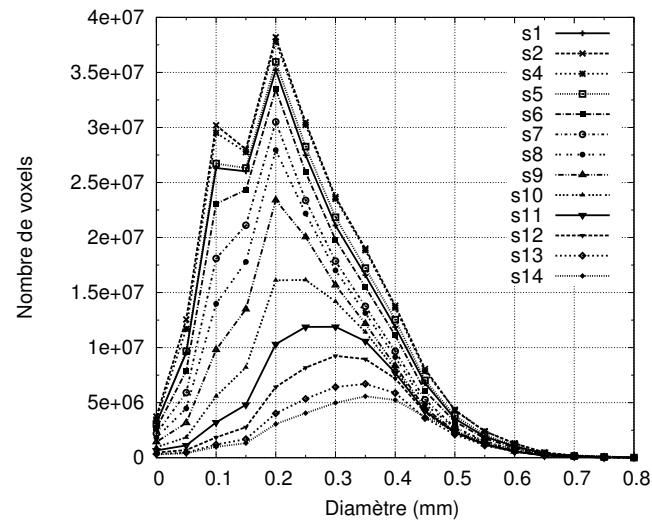
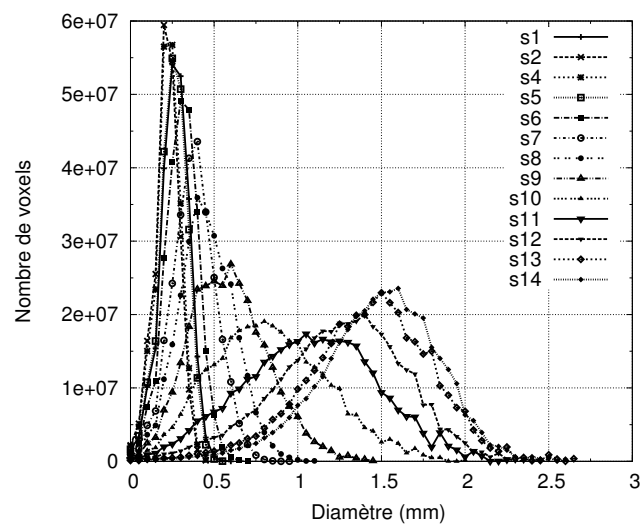


FIGURE 6.37 – Fraction d'air en fonction de la teneur en eau : (i) d'un point de vue macroscopique (courbe en trait pointillé), (ii) localement, à partir des traitements d'images, pour lesquels la teneur en eau vient des variations de niveau de gris et la fraction d'air du seuillage (courbe en trait continu) (iii) ajustement de l'équation (6.9) sur les résultats de traitement d'images supposant une porosité de 52%, inférieure à la porosité macroscopique de 56 % (courbe en trait d'axe).

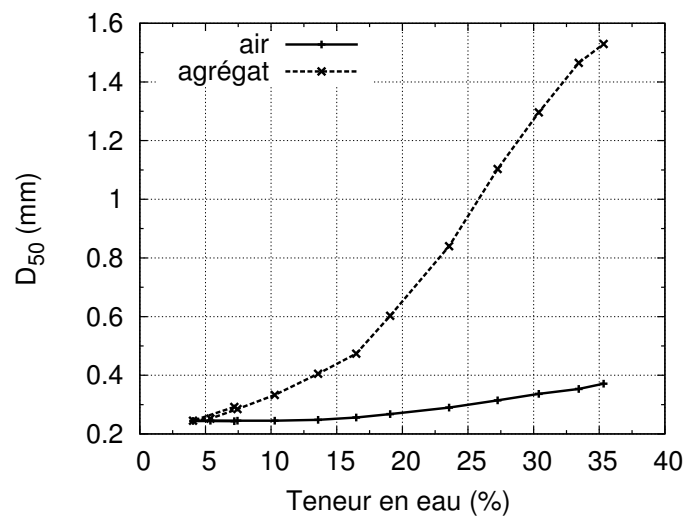


(a)

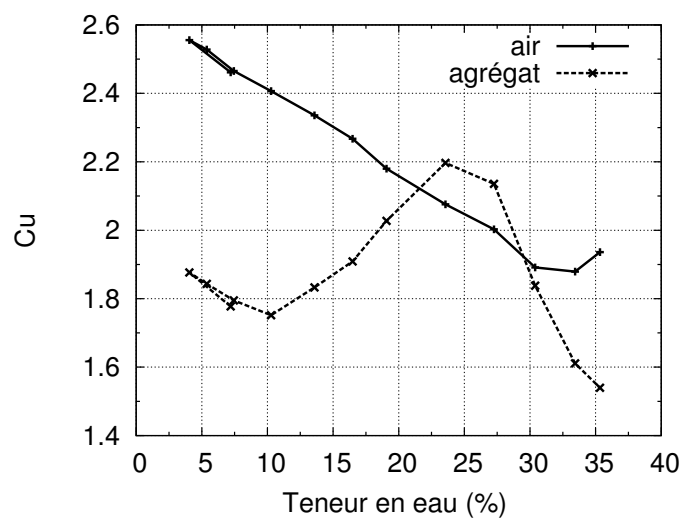


(b)

FIGURE 6.38 – Distributions de tailles au cours de l'imbibition (a) des pores remplis d'air et (b) des agrégats. Les résultats sont présentés pour chaque étape (s1...s14) correspondant à chaque état d'équilibre.



(a)



(b)

FIGURE 6.39 – (a) Diamètre médian  $D_{50}$  et (b) coefficient d'uniformité  $C_u$  de l'air et des agrégats en fonction de la teneur en eau locale.

diamètres à partir de l'étape 10. La figure 6.38(b) présente la distribution de tailles de la phase agrégat. Cette distribution, initialement très étroite, s'élargit et se déplace vers des plus grandes tailles au cours de l'imbibition. Le diamètre médian  $D_{50}$  et le coefficient d'uniformité  $C_u$  sont présentés dans la figure 6.39(a) et 6.39(b). Le diamètre médian de l'air passe de  $240 \mu\text{m}$  à  $370 \mu\text{m}$  et celui des agrégats de  $250 \mu\text{m}$  à  $1,53 \text{ mm}$ . On remarque que le petit cycle de drainage - imbibition entre les étapes 1 et 5 est réversible puisque les  $C_u$  et  $D_{50}$  de ces deux étapes sont identiques. Le coefficient d'uniformité de la phase air décroît constamment avec l'apport d'eau, sauf à la toute dernière étape (voir figure 6.39(b)). L'évolution du coefficient d'uniformité de la phase agrégat peut être scindée en trois intervalles ( $w < 10\%$ ,  $10 < w < 25\%$  et  $w > 25\%$ ) discutés ci-après :

1.  $w < 10\%$  : le coefficient d'uniformité  $C_u$  des agrégats décroît avec l'apport d'eau et atteint une valeur minimum de 1,75 à  $w=10\%$ . Ce minimum coïncide avec le remplissage des plus petits pores formant la microporosité, appelés les pores intra-agrégat. A cette teneur en eau, le diamètre médian des agrégats et donc des amas (ou grappes) de grains est de  $330 \mu\text{m}$ , très proche du diamètre médian du sable par tamisage ( $350 \mu\text{m}$ ).
2.  $10 < w < 25\%$  : le coefficient d'uniformité  $C_u$  des agrégats croît jusqu'à la valeur 2,2. A cette étape, l'eau a envahi une nouvelle classe de pore conduisant à une distribution plus étalée des agrégats affichant un diamètre médian de  $930 \mu\text{m}$ . Cela coïncide avec le déplacement du deuxième mode de l'air ( $0,2 \text{ mm}$ ) vers des plus grandes tailles (voir figure 6.38(a)).
3.  $w > 25\%$  : le coefficient d'uniformité  $C_u$  des agrégats décroît de nouveau avec l'apport d'eau. Au cours des quatre dernières étapes d'imbibition, les plus gros pores sont partiellement remplis d'eau. A la fin de l'essai, le diamètre médian de la phase air est de  $370 \mu\text{m}$ .

#### 6.4.5 Tailles du volume élémentaire représentatif

Dans cette partie, nous évaluons l'homogénéité du volume segmenté au cours de son imbibition. Lorsque l'homogénéité est vérifiée, la taille du VER peut alors être déterminée. L'équation de base (5.5) utilisée pour approcher les mesures de variance est rappelée ci-dessous :

$$f(V) = \frac{A\sigma^2}{V^b} \quad (6.10)$$

avec  $A$  la portée intégrale,  $b$  l'indicateur d'homogénéité,  $\sigma^2$  la variance ponctuelle et  $V$  le volume des sous-volumes. Le critère de Matheron établit que l'échantillon est homogène si  $b = 1$ , reflétant l'idée que la quantité d'intérêt évaluée dans des fenêtres déconnectées est statistiquement indépendante. Afin d'être moins restrictif, nous supposons ici qu'un exposant  $b$  supérieur à 0,9 est suffisamment grand pour confirmer l'homogénéité. Cet exposant est présenté dans la figure 6.40 pour les trois quantités d'intérêt et à toutes les étapes de l'essai d'imbibition.

La fraction d'air et le diamètre médian de l'air satisfont le critère jusqu'à l'étape 7, à laquelle la teneur en eau vaut environ 13%. La fraction d'air satisfait encore ce critère à la toute dernière étape (étape 14). Cependant, pour toutes les autres étapes et quelle que soit l'étape pour le diamètre médian des agrégats, le critère n'est pas vérifié. Par conséquent, le diamètre médian des agrégats n'est pas uniformément réparti dans le volume segmenté, certainement à cause d'une hétérogénéité prononcée des arrangements granulaires. Remarquons toutefois que la fraction volumique d'agrégat

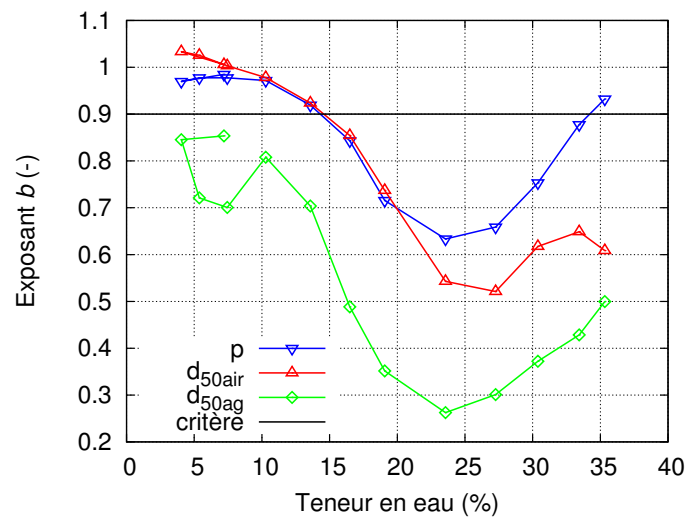


FIGURE 6.40 – Exposant  $b$  pour chaque quantité d'intérêt et pour toutes les étapes du test d'imbibition.

(donnée par  $1-p$  avec  $p$  la fraction d'air) possède la même variance que la fraction d'air, car ces deux phases sont complémentaires. Ainsi, la fraction d'agrégat vérifie le critère d'homogénéité jusqu'à l'étape 7 et à la toute dernière étape, tout comme la fraction d'air.

Il est intéressant de remarquer que le paramètre  $b$  suit la même évolution quelle que soit la quantité d'intérêt. Ce résultat peut être expliqué par l'effet de la gravité, qui induit un gradient de pression capillaire le long de l'échantillon. Ce gradient de pression capillaire génère une répartition hétérogène de l'eau, qui peut être approchée par la relation macroscopique entre la teneur en eau et la pression capillaire, appelée courbe de rétention d'eau. La différence de teneur en eau ( $\Delta w$ ) entre le bas et le haut du volume isolé est alors approchée en utilisant l'équation de van Genuchten ajustée sur les données macroscopique  $w-p_c$  :

$$\Delta w = \frac{dw}{dp_c}(p_c)\rho_w g h_v \quad (6.11)$$

où  $\rho_w = 1\text{Mg/m}^3$  est la masse volumique de l'eau liquide,  $g = 9.81 \text{ m.s}^{-2}$  l'accélération de pesanteur,  $p_c$  la pression capillaire exprimée en Pascals et  $h_v$  la hauteur du volume isolé en mètre. Le gradient vertical de teneur en eau  $\Delta w/h_v$  et le niveau d'homogénéité sont fortement corrélés, comme le montre la figure 6.41 :  $\Delta w/h_v$  est maximum à l'étape 10 (3%/cm) où  $b$  est minimum. La gravité a donc un effet important sur la perte d'homogénéité aux états intermédiaires de saturation.

La racine cubique de la portée intégrale de la fraction d'air et du diamètre médian de l'air renseigne sur la longueur caractéristique de ces deux quantités d'intérêts (voir figure 6.42). Remarquons que d'un point de vue théorique, la portée intégrale n'est définie que lorsque l'homogénéité est vérifiée. Malgré cela, les résultats ne respectant pas le critère d'homogénéité ont tout de même été ajoutés dans la figure, afin d'illustrer les principales tendances (lignes pointillées).

L'échelle caractéristique de la fraction d'air est proche de  $250 \mu\text{m}$  pour les premières étapes d'imbibition. A la toute dernière étape, cette taille caractéristique atteint  $450 \mu\text{m}$ . Si les diamètres médians sont pondérés par la fraction volumique de leur complémentaire (ligne noire de la figure

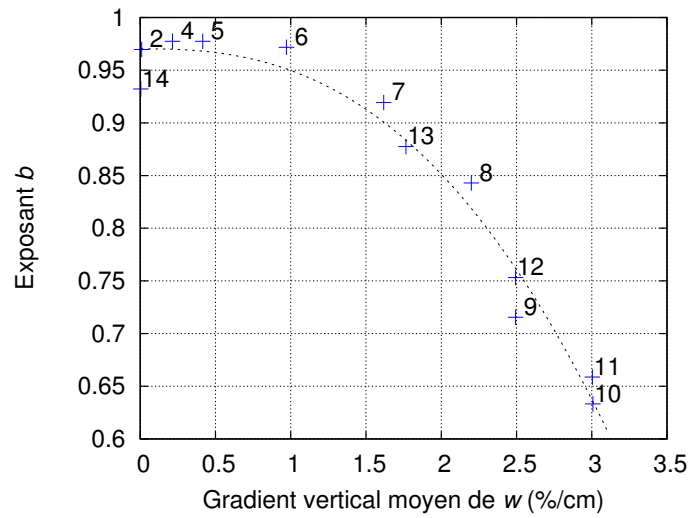


FIGURE 6.41 – Exposant  $b$  de la fraction d'air en fonction du gradient vertical moyen de teneur en eau à chaque étape.

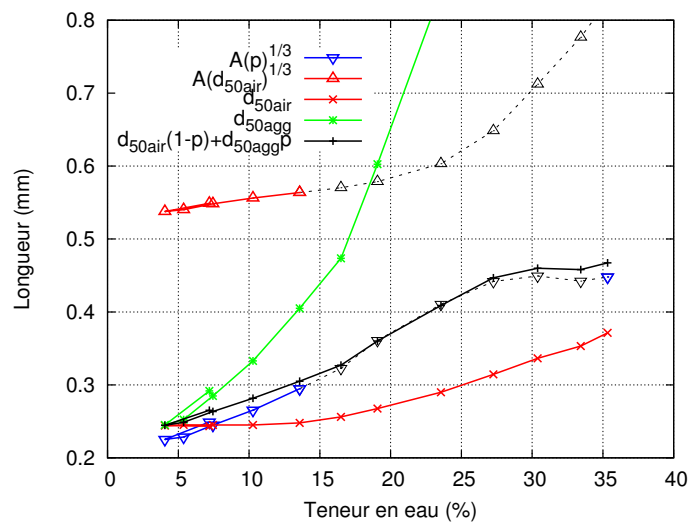


FIGURE 6.42 – Diamètre médian de l'air et des agrégats en fonction de la teneur en eau. La figure présente la racine cubique de la portée intégrale de la fraction d'air (triangles bleus lorsque  $b > 0,9$  et triangles gris lorsque  $b < 0,9$ ), la racine cubique de la portée intégrale du diamètre médian de l'air (triangles rouges) et la somme des diamètres médians pondérés par la fraction volumique de leur complémentaire (lignes noirs avec  $p$  la fraction d'air).

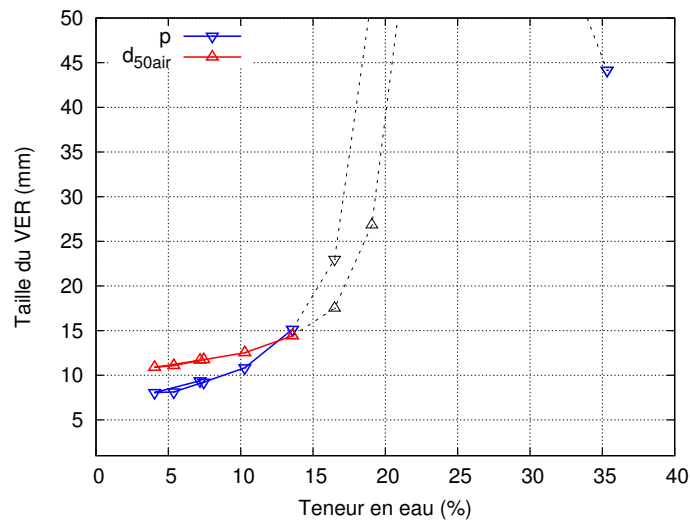


FIGURE 6.43 – VER de la fraction d'air et du diamètre médian de l'air en fonction de la teneur en eau. Le VER est ici défini comme la longueur du côté du cube assurant une incertitude relative de 1%. Les lignes grises correspondent aux étapes pour lesquelles le volume isolé est hétérogène.

6.42), le résultat est étonnamment proche de l'échelle caractéristique de la fraction d'air. Cette observation suggère que la longueur caractéristique de la fraction d'air ne dépend pas uniquement de la taille des agrégats ou des pores remplis d'air, mais aussi de leur proportion relative. De plus, cette pondération montre que la longueur caractéristique est pilotée par la taille de la phase en défaut, en d'autres termes, la taille des "inclusions" : c'est-à-dire les pores remplis d'air lorsque l'eau est en abondance et les agrégats lorsque les pores sont remplis d'air. Notons aussi que les longueurs caractéristiques varient avec la quantité d'intérêt : la longueur caractéristique du diamètre médian de l'air est au moins deux fois plus grande que celle de la fraction d'air. Cette dernière remarque montre que l'information apportée par le diamètre médian de l'air est plus riche que celle apportée par la fraction d'air, et que par conséquent sa caractérisation nécessite de plus grands volumes d'études.

Enfin, lorsque l'homogénéité a été vérifiée, la taille du VER peut être obtenue en fixant par exemple une incertitude relative<sup>4</sup> à 1% sur chacune des quantités d'intérêt. La figure 6.43 présente l'évolution du VER suivant cette définition, pour la fraction d'air et le diamètre médian de l'air. Quelle que soit la quantité d'intérêt, le VER augmente d'environ 10 mm à 15 mm au cours des premières étapes d'imbibition, c'est-à-dire de 30 à 45 fois le diamètre médian du sable tamisé. A la dernière étape de l'essai d'imbibition, lorsque l'homogénéité est retrouvée, la taille du VER associée à la fraction d'air vaut environ 45 mm. Cette taille est beaucoup plus grande que la taille du volume segmenté (18,7 mm) et est de l'ordre du volume de l'éprouvette.

4. Rappel : incertitude relative associée à la fraction d'air :  $i_r = 2\sigma(V)/p$  avec  $\sigma^2(V) = A\sigma^2/V^b$

## 6.5 Discussions

### 6.5.1 Microstructure initiale et son évolution avant effondrement

A partir de l'analyse locale à  $25\ \mu\text{m}$  de taille de voxel, l'homogénéité initiale de l'éprouvette a été démontrée à partir d'une approche statistique. Cette méthode, initialement proposée par Matheron et Blondel (1963) et développée par Lantuéjoul (1991), permet de relier la taille du VER avec la précision de mesure attendue. La règle couramment employée pour les milieux granulaires, qui définit la taille du VER comme égale à 10 fois le diamètre médian des grains, conduit à une erreur relative (aussi appelée incertitude relative étendue) de 4,2% sur la fraction d'air à l'état initial. Si l'on impose à cette erreur relative d'être inférieure à 1%, la taille du VER doit être au moins égale à 30 fois le diamètre médian des grains dans notre cas. L'homogénéité verticale de l'échantillon a aussi été montrée dans la zone d'étude (ROI) à travers une faible variation du niveau de gris (voir figure 6.15).

La microstructure est un arrangement de grappes de grains qui possèdent donc une double porosité (Delage *et al.* 1996, Benahmed *et al.* 2004, Romero *et al.* 2011, Muñoz-Castelblanco *et al.* 2012) constituée de micro-pores (ou pores intra-agrégats) situés dans les grappes de grains et de macro-pores (ou pores inter-agrégats) situés entre les grappes de grains. La taille de ces grappes de grains a été mesurée par la granulométrie de Matheron une fois les micro-pores saturés d'eau, c'est-à-dire dans l'état 6. Leur diamètre médian, alors d'environ  $330\ \mu\text{m}$ , est très proche du diamètre médian des grains obtenu par tamisage d'environ  $350\ \mu\text{m}$ . Cette correspondance est expliquée par l'angularité des grains et le fait que les grappes contiennent finalement peu de grains. Par exemple, pour un seul grain, la granulométrie de Matheron fournit une distribution de taille inférieure à la plus grande sphère inscrite, qui est en général elle-même plus petite que le plus petit diamètre de Féret. Ce diamètre de Féret peut être considéré comme égal à l'ouverture du tamis. Par conséquent, la granulométrie de Matheron tend à sous-estimer la distribution de taille de grains par rapport à un tamisage standard. Cependant, cette tendance est légèrement contrebalancée par le fait que la granulométrie de Matheron est réalisée sur des images binaires composées de grappes de quelques grains et non de grains distincts (voir figure 6.17).

Jusqu'à 25% de teneur en eau, la microstructure reste quasiment immobile alors que les pores intra-agrégats sont saturés d'eau et que les pores inter-agrégats se remplissent graduellement, comme le confirme la figure 6.38(a). Les figures 6.23 et 6.35 montrent l'état du matériau à l'étape 10, qui correspond à la dernière étape juste avant l'apparition des déformations. On observe, dans ces figures, la forme complexe des agrégats remplis d'eau rendant compte du caractère très dispersé de la granulométrie des agrégats (voir figures 6.38(b) and 6.39(b)). Ainsi, malgré une réduction de la pression capillaire et la coalescence des ponts capillaires entre grains, la microstructure est suffisamment résistante pour supporter son poids propre jusqu'à environ 25% de teneur en eau.

### 6.5.2 Mécanisme d'effondrement

La microstructure commence à s'effondrer lorsque la teneur en eau macroscopique devient supérieure à environ 25% (voir figure 6.25(a)). Localement, l'effondrement est également observé lorsque la teneur en eau locale atteint cette même valeur particulière. En effet, de faibles déformations apparaissent en bas de l'échantillon à l'étape 10 (voir figure 6.25(b)); or, à cette étape, dans



le bas de l'échantillon la teneur en eau est légèrement supérieure à 25 % (voir figure 6.31). A partir d'une teneur en eau de 25 % et plus, l'eau envahit les plus gros pores, induisant des déformations de la microstructure. Ceci montre l'importance de la coalescence des ponts capillaires entre les grappes de grains dans le phénomène d'effondrement capillaire. Cette coalescence est clairement observée sur la distribution de tailles des agrégats, qui présente une translation vers de plus grands diamètres (voir figure 6.38(b) entre les étapes 10 et 11). Une explication possible du mécanisme d'effondrement, observée dans cet essai, peut être formulée comme suit : lorsque le remplissage des macro-pores progresse, le nombre et la résistance des ponts capillaires diminuent alors que le chargement mécanique (poids propre de l'échantillon) augmente au cours de l'imbibition ; l'équilibre limite de l'éprouvette est atteint à cette teneur en eau particulière pour laquelle le chargement mécanique surpasse la résistance des agrégats. A la fin de l'imbibition, plusieurs gros pores restent saturés d'air alors que la pression d'eau au sein de l'éprouvette est légèrement supérieure à la pression atmosphérique.

L'indice des vides initial de l'échantillon ( $e=1.27\pm 0.03$ , voir tableau 6.3) est plus grand que celui obtenu par Lins et Schanz ( $e=0.89\pm 0.005$ ) avec le même sable (Lins et Schanz 2005). Cette différence explique certainement pourquoi nous mesurons un effondrement macroscopique sous poids propre beaucoup plus important qu'eux ne l'ont observé sous charge (2,5% sous poids propre contre 0.2% sous 5 kPa). La préparation de l'échantillon à l'état non saturé est essentielle pour atteindre des densités aussi faibles.

### 6.5.3 Hétérogénéités

Nous avons relevé plusieurs distributions spatiales d'hétérogénéités (verticale, radiale) qui touchent différentes quantités : les déformations (figure 6.24(b)), la teneur en eau (figure 6.31), la fraction d'air et le diamètre médian des phases (figure 6.40). Les cartes de teneur en eau et de déformation pour les cinq dernières étapes d'imbibition (voir figure 6.24) présentent ces hétérogénéités radiales et verticales. L'hétérogénéité est essentiellement verticale jusqu'à l'étape 11, puis l'hétérogénéité radiale prévaut, avec une augmentation prononcée de la teneur en eau et des déformations dans le coin inférieur de l'échantillon. La figure 6.33 présente à trois échelles différentes (macroscopique, volume segmenté, par couche) la déformation volumique  $\epsilon_{vol}$  en fonction de la teneur en eau  $w$ . Nous avons remarqué qu'une unique loi était capable de décrire cette relation aux trois échelles, bien que la teneur en eau et la déformation volumique soient plus importantes à l'échelle du volume segmenté qu'à l'échelle macroscopique.

La localisation de la déformation volumique (contractante) est concentrée dans le coin inférieur de l'échantillon. Nous observons aussi une localisation des déformations verticales sur des surfaces coniques formant ainsi des bandes de cisaillement inclinées d'environ 40 degrés avec l'horizontale (voir figure 6.24). Richefeu *et al.* (2008) observaient une forme comparable de bandes de cisaillement au cours de la compression d'un matériau granulaire non saturé par simulation DEM. Ils expliquaient ce résultat par l'influence de la surface mobile de chargement et par les effets de la gravité.

Le phénomène de localisation dans le coin inférieur pourrait être dû aux conditions limites de l'éprouvette et/ou à une hétérogénéité de la densité initiale. En effet, le volume central de l'échantillon, dans lequel la segmentation a pu être opérée, semble être plus dense que le reste de l'échan-

tillon : sa porosité estimée à 52% est inférieure à la porosité macroscopique de 56% (voir figure 6.37). Ainsi, malgré la grande attention apportée à la préparation de l'échantillon, des zones plus lâches pourraient exister (et donc des zones plus denses) et seraient susceptibles d'être des zones de plus fortes déformations. Une autre explication pourrait provenir de la cellule en PMMA qui est certainement à l'origine de chemins préférentiels pour les transferts d'eau et le glissement des grains. Enfin, l'angle de repos d'un sable est plus petit à l'état saturé qu'à l'état non saturé d'après Samadani et Kudrolli (2001), ce qui pourrait expliquer aussi ce phénomène de localisation des déformations dans le coin inférieur de l'éprouvette. Finalement, pour expliquer cette cinématique particulière, il est nécessaire de savoir lequel des deux phénomènes suivants est à l'origine de l'autre : est-ce le cisaillement qui tend à densifier les coins de l'éprouvette ou la contraction qui génère du cisaillement ?

De plus, l'étude statistique consacrée à l'homogénéité dévoile que l'homogénéité est dépendante de la quantité d'intérêt et de l'état de saturation (voir figure 6.40). Une perte d'homogénéité a été observée pour des états de saturation intermédiaires. Cette évolution est principalement due au gradient de pression hydrostatique et aux propriétés de rétention d'eau du matériau. La taille du VER ne peut pas être déterminée pour ces états hétérogènes et l'éprouvette est le résultat d'hétérogénéités à l'échelle mésoscopique.

#### 6.5.4 Relations micro-macro

Nous nous intéressons ici aux relations entre les différentes échelles d'observations. Par exemple, la figure 6.34 montre des profils de teneur en eau hétérogènes qui prolongent clairement les données macroscopiques : la pente des profils est donc en accord avec la courbe de rétention du matériau à l'échelle macroscopique. Cela suggère que les mesures macroscopiques sont représentatives du comportement local du matériau (ici mesuré sur des tranches de 2 mm d'épaisseur), même si, à un état de saturation donné, l'échantillon est le siège d'une large gamme de teneurs en eau : ainsi, à l'étape 10, on observe jusqu'à 10 % de différence en teneur en eau entre le haut et le bas de l'échantillon. Cette variation verticale de teneur en eau n'est donc pas négligeable au regard de la variation de teneur en eau de l'échantillon (environ 35%) au cours de l'essai. La variation de pression capillaire dans la hauteur est, de manière relative, moins importante que celle de teneur en eau, mais là encore non négligeable : 0,3 kPa entre le bas et le haut de l'échantillon, à comparer à une variation de pression capillaire macroscopique de 6 kPa au cours du test.

Nous nous demandons maintenant comment expliquer cette bonne correspondance entre courbes de rétention aux échelles macroscopique et locale. La teneur en eau globale est approximativement égale à la moyenne des teneurs en eau locales  $\langle w_l \rangle$  (ces teneurs en eau locales sont ici calculées par couche), puisque les fluctuations de densité sèche à l'état initial (montrées dans la figure 6.15 pour une teneur en eau macroscopique faible d'environ 7%) sont faibles le long de l'éprouvette et puisque les déformations volumiques sont elles aussi faibles (de l'ordre de quelques pourcents au maximum). La loi de comportement macroscopique entre pression capillaire et teneur en eau est donc donnée par  $(p_c, \langle w_l \rangle)$ , avec la pression capillaire  $p_c$  généralement exprimée à mi-hauteur de l'éprouvette. Si la loi locale reliant pression capillaire et teneur en eau (c'est-à-dire, la courbe de rétention) est linéaire dans la plage de pression capillaire à un état donné (cette plage est de 0,3 kPa dans notre cas), les mesures macroscopiques doivent coïncider exactement avec le comportement local du matériau. C'est ce qui semble être le cas pour les teneurs en eau comprises

Paramètre	$w_r$ (%)	$w_s$ (%)	$a$ ( $Pa^{-1}$ )	$n$	$m$
Valeur	3,72	40,85	1,47	2,28	1,09

Tableau 6.8 – Paramètres du modèle de rétention d'eau issus d'une calibration du modèle de van Genuchten

entre 10% et 30%. A plus faibles et fortes teneurs en eau, cette linéarité de la courbe de rétention est dégradée, mais ces non linéarités semblent rester assez faibles pour approcher le comportement local du matériau par les mesures macroscopiques.

On se propose ici de quantifier l'erreur induite lorsque l'on suppose que la courbe de rétention locale est égale à la courbe de rétention macroscopique. Le modèle de van Genuchten est retenu pour modéliser la courbe de rétention d'eau : d'autres modèles pourraient être choisis, mais ne modifieraient toutefois pas profondément les résultats. L'expression du modèle de van Genuchten est la suivante :

$$w(p_c) = w_r + \frac{w_s - w_r}{(1 + (ap_c)^n)^m} \quad (6.12)$$

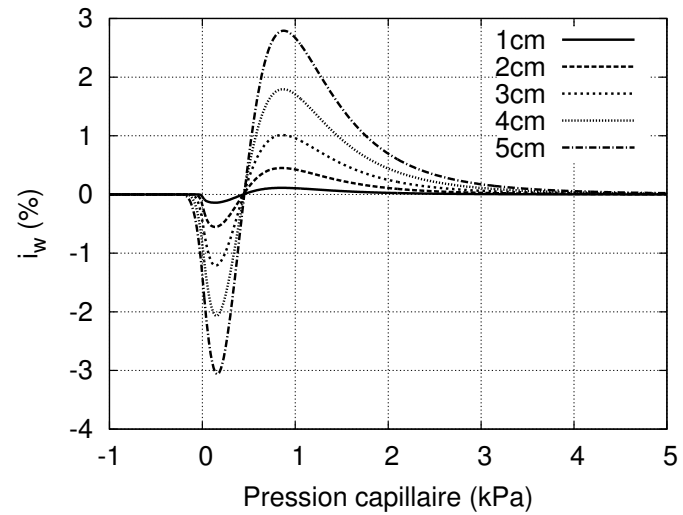
Les paramètres du modèle ajusté sur nos données expérimentales macroscopiques sont donnés dans le tableau 6.8 en exprimant la pression capillaire à mi-hauteur de l'échantillon.

Il est alors possible d'exprimer simplement l'erreur relative sur la teneur en eau locale ( $i_w$ ) lorsque la courbe de rétention locale est choisie égale à la courbe de rétention macroscopique :

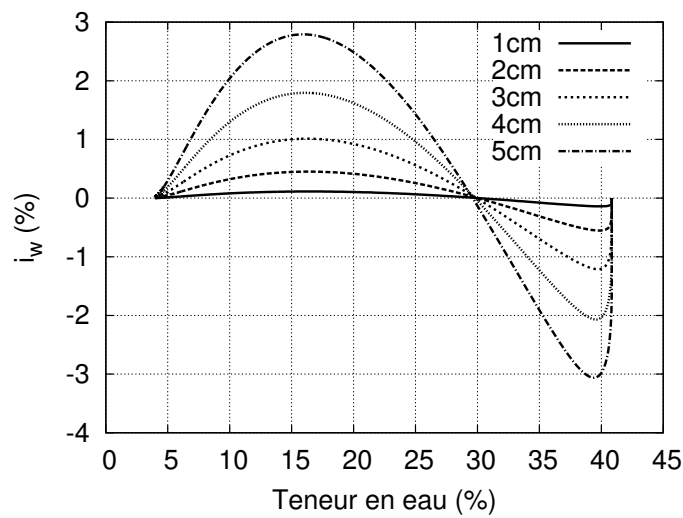
$$i_w(p_c, h) = \frac{w_{macro}(p_c) - w_{locale}(p_c)}{w_{locale}(p_c)} = \frac{1/h \int_0^h w_{locale}(p_c - \rho g(h/2 - x)) dx - w_{locale}(p_c)}{w_{locale}(p_c)} \quad (6.13)$$

avec  $h$  la hauteur de l'éprouvette. Les figures 6.44(a) et 6.44(b) tracent cette erreur relative en fonction de la pression capillaire (exprimée à mi-hauteur de l'échantillon) et de la teneur en eau pour différentes hauteurs d'éprouvette. Comme attendu, on observe une erreur qui croît avec la hauteur de l'échantillon. Pour notre échantillon de 3 cm d'épaisseur, l'erreur maximale atteint 1%, pour des teneurs en eau de 15% et de 40%. L'erreur est nulle à environ 30% de teneur en eau, qui correspond au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau. Ainsi, il est possible de conclure que, pour notre échantillon de sable, les mesures macroscopiques de rétention d'eau représentent plutôt bien la courbe de rétention d'eau locale du matériau.

De plus, malgré l'hétérogénéité des déformations et des teneurs en eau, une unique relation des déformations volumiques avec la teneur en eau a été obtenue à 4 échelles différentes : macroscopique à l'échelle de l'échantillon, à l'échelle du volume segmenté, à l'échelle des couches de 2 mm d'épaisseur (voir figure 6.33) et à une échelle encore plus fine des moyennes orthoradiales présentées dans la figure 6.45). Le fait qu'une seule relation puisse représenter le comportement hydro-mécanique du matériau à ces différentes échelles est à première vue surprenant, mais peut être expliqué par des arguments similaires à ceux qui ont été proposés pour expliquer la similarité de la courbe de rétention d'eau  $p_c(w)$  aux différentes échelles. En effet, la déformation volumique globale  $\varepsilon_{vol}$  est égale à la moyenne sur le volume de la déformation volumique locale  $\varepsilon_{vol,c}$ . Dans le cas d'une non linéarité limitée des relations liant déformations locales et teneurs en eau locales, les comportements hydromécaniques macroscopique et local coïncident : c'est par exemple le cas au début du test d'imbibition, jusqu'à une teneur en eau d'environ 25%. Puis, pour des teneurs en



(a)



(b)

FIGURE 6.44 – Erreur relative sur la teneur en eau  $i_w$  en considérant la courbe de rétention locale comme étant égale à la courbe de rétention macroscopique : (a) en fonction de la pression capillaire exprimée à mi-hauteur de l'échantillon ; (b) en fonction de la teneur en eau locale

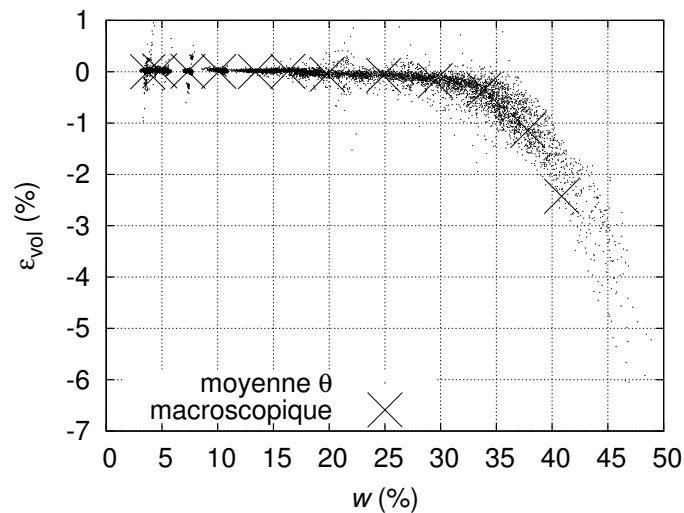


FIGURE 6.45 – Déformation volumique en fonction de la teneur en eau à l'échelle macroscopique et à l'échelle des moyennes orthoradiales  $\theta$ .

eau plus élevées, une non-linéarité de la relation  $(\varepsilon_v, w)$  est observée : alors, à une teneur en eau donnée, la déformation macroscopique est plus importante que la déformation locale à la même teneur en eau (voir figures 6.33 et 6.45). Notons cependant que les mesures locales fluctuent principalement à cause des incertitudes de corrélation et de la détermination de la teneur en eau. A cela s'ajoute la dispersion naturelle des moyennes orthoradiales, induite par la taille des volumes isolés, qui est de l'ordre de la taille du VER, lorsque ce dernier existe au sens de l'analyse statistique.

De plus, remarquons que les mesures locales (voir figures 6.45 et 6.34) complètent les mesures macroscopiques en les prolongeant pour des valeurs de déformation, pression capillaire, ou teneur en eau plus élevées : par exemple, la déformation volumique maximale obtenue par moyenne orthoradiale est environ deux fois plus grande que la déformation volumique macroscopique maximale. La relation unique observée par Tadepalli (Tadepalli et Fredlund 1991) sur un limon entre la teneur en eau et la déformation est par conséquent confirmée ici pour un sable propre, pour lequel les déformations croissent avec la teneur en eau. Cette évolution monotone, aussi observée par Rodrigues et Vilar (2006) pour un sol sableux, confirme l'importance du phénomène de coalescence des ponts capillaires entre agrégats dans le mécanisme d'effondrement.

## 6.6 Conclusion

Ce chapitre a décrit les étapes de préparation et d'imbibition d'éprouvettes en termes de déformation, de niveaux de gris, de teneur en eau, de microstructure et d'homogénéité. L'homogénéité verticale et du centre de l'éprouvette après préparation et avant imbibition est assez bien vérifiée. Il reste malgré tout les frontières de l'éprouvette au niveau desquelles l'homogénéité est difficile à évaluer. Pourtant, ces frontières jouent un rôle prépondérant dans le comportement de l'éprouvette, par exemple lors de sa préparation (surface de glissement), mais aussi lors de son imbibition (chemins préférentiels pour l'eau). Toutefois, nous avons pu mesurer, à différentes échelles, la loi d'effondrement du sable d'Hostun sous son poids propre. Les résultats montrent que cette loi

---

est similaire à toutes les échelles considérées, lorsque les non-linéarités sont faibles. La notion de VER a également été abordée dans ce chapitre, pour deux types de quantités d'intérêt bien distincts :

- des lois de comportement hydrique ou hydro-mécanique, telles que courbe de rétention d'eau ou relation liant déformation volumique et teneur en eau. Pour ces grandeurs, le VER est sans doute plus petit que les volumes couverts par les moyennes orthoradiales, puisque les lois identifiées sur ces volumes sont semblables au lois gouvernant le comportement de l'éprouvette à l'échelle macroscopique,
- des paramètres microstructuraux. Le VER lié à ces paramètres a été défini par une approche statistique. Pour certains paramètres caractérisant l'organisation de la microstructure, lorsque la répartition de l'eau est hétérogène dans l'éprouvette, il n'a pas été possible de définir de volume représentatif.

Le VER est donc une notion nécessairement associée à une ou à plusieurs quantités d'intérêt et à un niveau d'incertitude ou de fluctuation.



## Perspectives et conclusion

Ce dernier chapitre est consacré aux perspectives et aux conclusions qui ressortent du travail présenté. Les perspectives sont principalement constituées de points d'amélioration et de pistes de recherche. Par exemple, la technique de mesure de teneur en eau par variation de niveau de gris peut être améliorée en définissant un volume de calcul plus proche de celui utilisé pour calculer les déformations. Concernant certaines pistes de recherche, on peut par exemple s'intéresser aux états instationnaires pour essayer de mieux les contrôler. Nous finirons ce chapitre par une conclusion générale qui vise à rappeler les principaux enseignements de cette étude.

### Sommaire

---

<b>7.1 Perspectives</b> . . . . .	<b>208</b>
7.1.1 Comportement sous cycles d'imbibition-drainage . . . . .	208
7.1.2 Comportement sous charge mécanique et états instationnaires . . . . .	210
7.1.3 Comportement hydro-mécanique local d'autres matériaux . . . . .	210
7.1.4 Comportement à l'échelle des grains . . . . .	211
<b>7.2 Conclusion</b> . . . . .	<b>212</b>

---



## 7.1 Perspectives

### 7.1.1 Comportement sous cycles d'imbibition-drainage

Dans notre manuscrit, et plus particulièrement dans le chapitre 6, nous n'avons étudié en détail que l'imbibition d'un milieu granulaire effondrable. Naturellement, une des perspectives possible à ce travail de thèse porte sur l'étude du comportement de ces mêmes milieux, mais au cours de cycles d'imbibition et de drainage. Nous présentons dans cette section quelques résultats préliminaires à ce sujet : pour ce faire, l'éprouvette imbibée lors de l'essai d'effondrement présenté dans le chapitre précédent a été soumise ultérieurement à des cycles de drainage et d'imbibition. Nous montrons qu'elle est alors sujette à de nouvelles déformations lorsque la pression capillaire évolue.

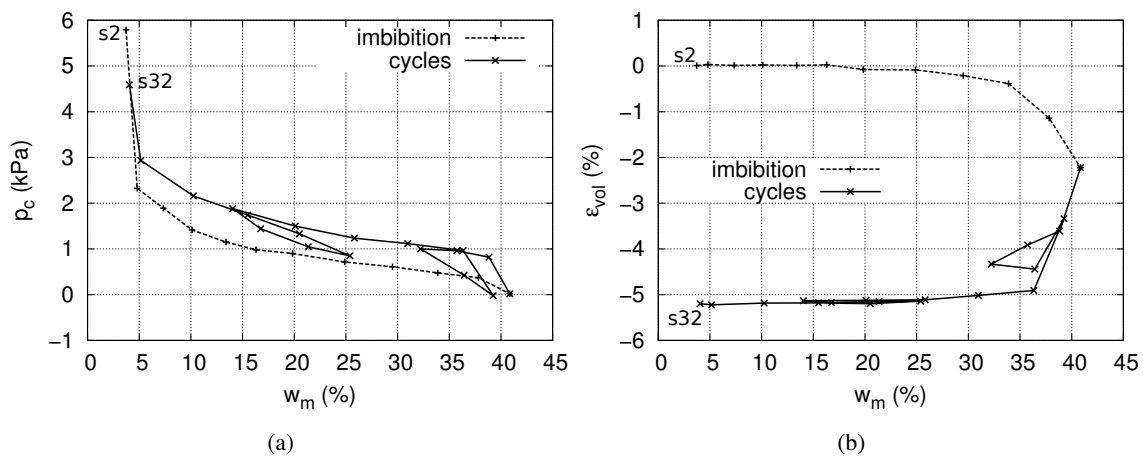


FIGURE 7.1 – Cycles de drainage-imbibition après l'essai d'effondrement : pression capillaire (a) et déformation volumique (b) en fonction de la teneur en eau macroscopique. L'étape avant toute imbibition est notée s2 et l'étape après tous les cycles d'imbibition et de drainage est notée s32.

La figure 7.1(a) montre les cycles appliqués à l'éprouvette (en trait continu), juste après l'effondrement induit par la première imbibition et analysé en détail dans le chapitre précédent (en trait pointillé). On observe dans cette figure l'hystérésis typique de rétention d'eau entre l'imbibition et le drainage. La figure 7.1(b) présente, pour ces cycles, la déformation volumique à l'échelle de l'éprouvette en fonction de la teneur en eau macroscopique. Le milieu se contracte fortement au cours des deux premières étapes de drainage, qui se manifeste par une multiplication par deux de la déformation volumique mesurée après l'effondrement capillaire (c'est-à-dire à la fin de la première imbibition). Cependant, entre la deuxième et la troisième étape de drainage, les déformations macroscopiques de l'éprouvette semblent se stabiliser. Puis, lorsque de l'eau est de nouveau apportée à l'éprouvette, celle-ci gonfle. On pourrait penser que ce gonflement provient du relâchement des forces capillaires. En réalité, des observations au microtomographe montrent que cette augmentation de volume est principalement générée par la création de macro-pores, localisés principalement en haut de l'éprouvette. Ces macro-pores sont visibles dans la coupe verticale présentée dans la figure 7.2 : leur apparition est certainement due à un gradient hydraulique trop important ayant entraîné les particules de sol.

Suite à ce nouvel état quasiment saturé, l'augmentation de la pression capillaire induite par un

nouveau drainage conduit une nouvelle fois à une réduction de volume de l'éprouvette. Notons que, au cours de ce nouveau cycle de drainage, nous avons constaté que le nombre et la forme de ces macro-pores n'évoluaient quasiment pas.

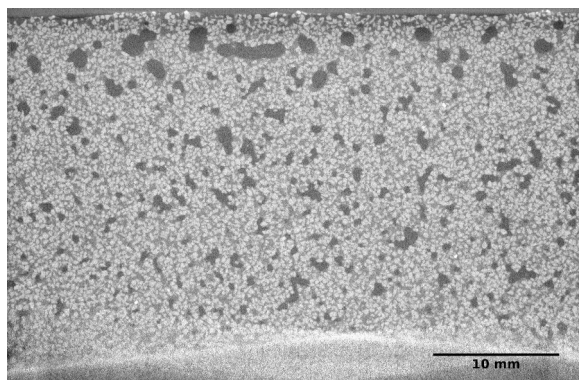


FIGURE 7.2 – Coupe verticale de l'éprouvette obtenue par tomographie locale à la fin du deuxième cycle d'imbibition

Ainsi, ces cycles hydriques génèrent des déformations irréversibles, même lors du premier cycle de drainage, au cours duquel les macro-pores n'étaient pas encore formés. Pourtant, la théorie fondamentale des sols non saturés ne permet pas d'expliquer cette évolution : une fois effondrée et sous une charge mécanique constante, l'éprouvette devrait rester dans le domaine élastique tant que la pression capillaire reste inférieure à la plus grande des pressions capillaires appliquées sur l'éprouvette (voir les courbes LC et SI de la figure 3.13 issue du modèle de Barcelone). Or, on observe que le drainage vidange brutalement certaines parties de l'éprouvette. Ainsi, l'organisation des ponts capillaires entre amas de grains est différente de celle observée au cours de l'effondrement. Ce mécanisme, différent du mécanisme mis en jeu pendant l'imbibition, pourrait être à l'origine des déformations irréversibles additionnelles observées.

Les figures 7.3(a) et 7.3(b) présentent les distributions de tailles des pores remplis d'air et des agrégats à l'étape initiale (s2, c'est-à-dire avant toute imbibition) et à l'étape finale (s32, c'est-à-dire après tous les cycles d'imbibition et de drainage) du test. La teneur en eau à ces deux étapes est quasiment identique : une comparaison directe permet donc de déduire de ces courbes l'influence des déformations sur la microstructure. On remarque que le nombre de voxels associé au premier mode et donc aux plus petits pores augmente en nombre après l'application des cycles hydriques, alors que le nombre de voxels associés au deuxième mode diminue après l'application de ces mêmes cycles. L'augmentation de la population des plus gros pores entre les étapes s2 et s32 est induite par la création des macro-pores au cours de la deuxième imbibition. L'influence des déformations sur le réseau poral est donc identifiée et semble indiquer une contraction des pores inter-agrégats. Toutefois, la taille des agrégats n'a semble-t-il pas beaucoup évolué (voir figure 7.3(b)). Néanmoins, ces résultats, quoique préliminaires, indiquent que de multiples phénomènes peuvent encore être analysés sur la base d'un essai œdométrique observé par microtomographie aux rayons X.

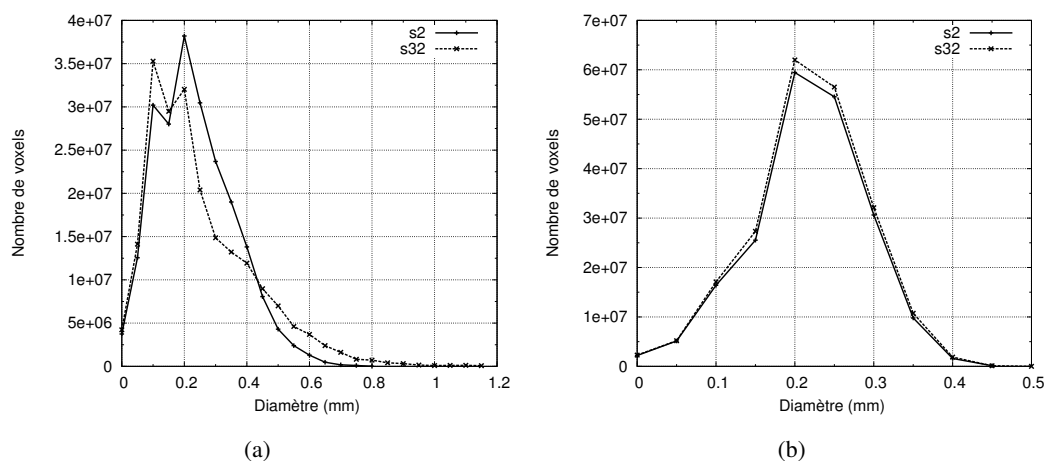


FIGURE 7.3 – Distribution de tailles des pores remplis d'air (a) et des agrégats (b) à l'étape 2 et à la dernière étape de drainage.

### 7.1.2 Comportement sous charge mécanique et états instationnaires

Nous n'avons pas eu le temps de caractériser au microtomographe l'influence du chargement mécanique sur le processus d'effondrement. Pourtant, lorsque l'éprouvette est mécaniquement chargée, nous avons mesuré une relation linéaire entre les déformations et le volume d'eau apporté à l'éprouvette. Cette linéarité n'a pas été vérifiée dans l'essai d'effondrement observé au microtomographe, au cours duquel l'éprouvette était soumise à son seul poids propre. Le niveau de chargement influence certainement la relation entre la déformation et le volume d'eau injecté : d'autres essais seraient à réaliser pour caractériser cette influence.

Une cellule a été spécialement conçue à cette fin au cours de la thèse (voir figure 7.4). Malheureusement, nous n'avons pas pu la tester à l'intérieur du microtomographe. La cellule se compose d'un vérin pneumatique permettant d'imposer une contrainte constante sur l'éprouvette grâce à un pressostat. L'apport d'eau est réalisé par le bas de l'éprouvette à travers une céramique. La conception ne fait appel à aucune pièce métallique et à aucun collage de la céramique, permettant ainsi d'éviter le *metal* artefact qui dégraderait les images. De plus, un capteur de pression d'eau capable de mesurer des pressions entre 0 et 7 kPa a été installé sur le circuit d'eau. Il permettra de suivre l'évolution de la hauteur du ménisque au cours du temps. Enfin, un contrôleur pression volume peut être utilisé pour imposer le volume d'eau dans le système burette-éprouvette.

### 7.1.3 Comportement hydro-mécanique local d'autres matériaux

La méthode de détermination de la teneur en eau locale par corrélation d'images à une échelle mésoscopique pourrait être étendue à d'autres matériaux ou sols. En effet, il n'est pas nécessaire de distinguer les phases pour pouvoir appliquer cette méthode. Il suffirait de connaître l'apport d'eau total et les déformations macroscopiques pour pouvoir découpler le problème en ajustant les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  (voir équation (5.11)). Bien évidemment, il est nécessaire pour cela que l'apport d'eau entraîne une variation de niveau de gris sur l'acquisition tomographique. Les loess sont des sols souvent effondrables qui ont été notamment étudiés au Laboratoire Navier (Delage



FIGURE 7.4 – Cellule œdométrique et systèmes de chargement et d’apport d’eau développés

*et al.* 2005, Muñoz-Castelblanco *et al.* 2010) et pourraient être analysés par tomographie : il serait par exemple intéressant de vérifier si des conclusions identiques à celles obtenues sur nos sables peuvent être tirées en termes de lien entre relations microscopiques et macroscopiques lors de l’effondrement.

#### 7.1.4 Comportement à l’échelle des grains

Enfin, observer l’effondrement capillaire à l’échelle des grains en réduisant la taille de l’éprouvette est une suite logique à l’étude de l’effondrement capillaire jusqu’alors menée à une échelle mésoscopique sur des éprouvettes de grandes dimensions. Les réarrangements locaux des grains et l’infiltration de l’eau dans l’espace poral peut apporter de nouveaux renseignements sur ce phénomène d’effondrement. De plus, l’accès à la pression capillaire locale mesurée à travers la courbure des ménisques pourrait permettre, dans un avenir proche, d’en déduire les forces capillaires agissant sur les grains.

Une telle approche pourrait également être appliquée à d’autres problèmes d’effondrement induits par des variations hydriques, comme celui induit par le séchage d’un milieu granulaire humide (voir figure 7.5). Pour l’expérience présentée sur cette figure, nous avons mis en place un échantillon de sable lâche partiellement saturé et l’avons laissé sécher. Régulièrement, nous l’avons imagé avec le microtomographe. Dans cette figure, une couche dense de sable en contact avec la surface libre et donc plus sèche se distingue du cœur de l’éprouvette, qui lui est plus lâche et plus humide.

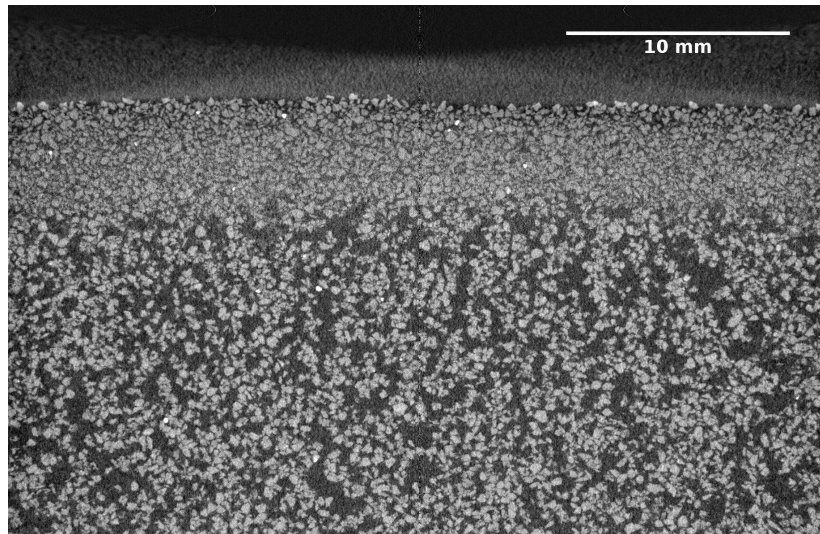


FIGURE 7.5 – Coupe verticale d'un échantillon de sable humide ayant séché plusieurs heures à l'air libre.

## 7.2 Conclusion

L'étude du phénomène d'effondrement capillaire menée dans cette thèse a permis de dégager plusieurs enseignements.

Tout d'abord, les chapitres 2 et 3, consacrés à l'étude bibliographique, montrent que l'effondrement est un phénomène complexe pouvant être abordé de différentes manières. Par exemple, le géotechnicien, sensible aux problèmes de tassement à court et à long termes, cherchera à évaluer, au laboratoire ou sur site, l'amplitude des tassements attendus et proposera le cas échéant des solutions de traitement adaptées au site et à son environnement. Le chercheur étudie quant à lui l'influence de certains paramètres sur l'effondrement pour essayer d'en tirer des conclusions sur la physique du phénomène, que ce soit à l'échelle du milieu continu ou à celle des grains. Comme le géotechnicien, il exploite les résultats d'essais de laboratoire, mais il a comme objectif de formuler un cadre scientifique capable d'expliquer et de modéliser le phénomène. La mécanique des sols non saturés et les méthodes des éléments discrets sont deux approches pertinentes pour étudier le phénomène d'effondrement capillaire à deux échelles d'observation différentes.

Le chapitre 4 montre, à l'échelle de l'échantillon, qu'un sable propre peut s'effondrer sous certaines conditions et qu'il est possible de rendre cet effondrement progressif lorsque l'apport d'eau est contrôlé. L'influence de la méthode de préparation, de la charge mécanique et de la vitesse d'imbibition a été évaluée à l'œdomètre. Quelle que soit la méthode de préparation assurant un indice des vides important, l'effondrement du sable d'Hostun décroît avec le logarithme de la charge mécanique appliquée, croît linéairement avec le volume d'eau apporté et est la somme de micro-effondrements potentiellement instables.

A une échelle plus locale, l'effondrement capillaire du même sable a été observé par tomographie aux rayons X dans les chapitres 5 et 6. Dans ce contexte, une stratégie d'étude particulière a été développée et testée sur plusieurs éprouvettes soumises à différentes conditions de chargements (mécanique et/ou hydraulique). L'un des principaux développements de cette thèse porte sur la

---

méthode de calcul de la teneur en eau locale, qui se base sur une analyse des variations de niveau de gris des images de tomographie en lien avec les techniques de corrélation d'images numériques. Cette méthode, via quelques hypothèses (homogénéité initiale de l'éprouvette, déformations raisonnablement faibles) et corrections permettant de pallier certains problèmes de stabilité liés aux conditions d'acquisition, nous a permis d'extraire des relations (entre teneur en eau et pression capillaire, entre teneur en eau et déformation) à des échelles variées. A ces échelles, on observe que la méthode de préparation influence grandement l'hétérogénéité locale des champs mesurés. De plus, les incertitudes associées à ces mesures de champs locaux sont au mieux de l'ordre du pourcent. Globalement, une bonne corrélation a été observée entre les relations identifiées à l'échelle locale (de l'amas de grains) et à l'échelle macroscopique (de l'éprouvette). Un autre point important de cette thèse est l'analyse micro-structurale des éprouvettes avant et au cours de l'imbibition. En effet, il apparaît clairement que la condition essentielle à l'apparition d'un effondrement est la présence d'amas de grains. On observe également que ces amas ne sont constitués que de quelques grains, et cela quelle que soit la méthode de mise œuvre du sable humide. Ces informations locales ont aussi servi à mesurer la taille du volume élémentaire représentatif (VER), qui est une notion essentielle en mécanique des sols mais souvent difficilement quantifiable. L'approche statistique proposée dans cette thèse permet de mesurer une taille de VER simplement, de manière robuste et associée à une incertitude. Nous montrons notamment que cette taille dépend de la quantité d'intérêt.



Chapitre 8

## Références bibliographiques





# Bibliographie

- Abbeche, K., Laouar, M. et Messaoud, F. (2010) : Prediction of collapsible soils by cone penetrometer and ultrasonic tests. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 32(2):3–21. *Cité page 18*
- Abbeche, K., Hammoud, F. et Ayadat, T. (2007) : Influence of relative density and clay fraction on soils collapse. In *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, pages 3–9. Springer. *2 citations pages 24 et 44*
- Ackermann, F. (1984) : Digital image correlation : performance and potential application in photogrammetry. *The Photogrammetric Record*, 11(64):429–439. *Cité page 121*
- Adamson, A. W. (1967) : Physical chemistry of surfaces interscience. *New York*, pages 18–21. *Cité page 56*
- AFNOR (1997a) : Installations et équipements relatifs au gaz naturel liquéfié. *NF EN 12065*. *Cité page 72*
- AFNOR (1997b) : Sols : reconnaissance et essais - essai oedométrique - partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. *NF P94-090-1*. *2 citations pages 87 et 91*
- AFNOR (2000) : Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents. *NF P94-059*. *Cité page 89*
- AFNOR (2005) : Reconnaissance et essais géotechniques. essai de sol au laboratoire. partie 5 : Essai de chargement à l'œdomètre sur sol saturé. *XP CEN ISO/TS 17892-5 (P 94-512-5)*. *2 citations pages 87 et 89*
- Ahmed, S., Lovell, C. W. et Diamond, S. (1974) : Pore sizes and strength of compacted clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(4):407–425. *Cité page 30*
- Aitchison, G. (1965) : Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. *Cité page 34*
- Aitchison, G. (1973) : General report on structurally unstable soils. In *Proc, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow*, volume 3, pages 161–190. *2 citations pages 25 et 43*
- Al-Rawas, A. A. (2000) : State-of-the-art review of collapsible soils. *Cité page 44*
- Alfi, A. A. S. (1984) : *Mechanical and electron optical properties of a stabilized collapsible soil in tucson, arizona (microscopy, lime-stabilization)*. Thèse de doctorat. *4 citations pages 19, 21, 22, et 23*
- Alonso, E. E., Pereira, J.-M., Vaunat, J. et Olivella, S. (2010) : A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(12):913–925. *Cité page 51*

- Alonso, E., Gens, A. et Josa, A. (1990) : A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40(3):405–430. *2 citations pages 52 et 53*
- Alonso, E., Josa, A. et Gens, A. (1992) : Modelling the behaviour of compacted soils upon wetting. *Raúl Marsal Volume, SMMS, México*, pages 207–223. *3 citations pages 52, 53, et 54*
- Alonso, E., Lloret, A., Gens, A. et Yang, D. (1995) : Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay. In *PROCEEDINGS OF THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS/UNSAT'95/PARIS/FRANCE/6-8 SEPTEMBER 1995. VOLUME 1*. *Cité page 64*
- Alonso, E., Pinyol, N. et Gens, A. (2012) : Compacted soil behaviour : initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*, 63(6):463–478. *2 citations pages 30 et 53*
- Alonso, E. et Romero, E. (2003) : Collapse behaviour of sand. In *Proc. Of the 2nd Asian Conference on Unsaturated Soils. Osaka, Japan*, pages 325–334. *2 citations pages 53 et 69*
- Alshibli, K., Cil, M. B., Kenesei, P. et Lienert, U. (2013) : Strain tensor determination of compressed individual silica sand particles using high-energy synchrotron diffraction. *Granular Matter*, pages 1–14. *Cité page 102*
- Amiot, F., Bornert, M., Doumalin, P., Dupré, J.-C., Fazzini, M., Orteu, J.-J., Poilane, C., Robert, L., Rotinat, R., Toussaint, E. *et al.* (2013) : Assessment of digital image correlation measurement accuracy in the ultimate error regime : main results of a collaborative benchmark. *Strain*. *2 citations pages 109 et 169*
- Anayev, V. et Volyanick, N. (1986) : Engineering geologic peculiarities of construction work on loessial soils. *Proc 5th Congr Int Assoc Engr Geol, Buenos Aires (2)*, pages 659–665. *Cité page 31*
- Andò, E., Hall, S., Viggiani, G., Desrues, J. et Bésuelle, P. (2012) : Grain-scale experimental investigation of localised deformation in sand : a discrete particle tracking approach. *Acta Geotechnica*, pages 1–13. *Cité page 105*
- Arya, L. M. et Paris, J. F. (1981) : A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society of America Journal*, 45(6):1023–1030. *Cité page 38*
- Assallay, A., Rogers, C. et Smalley, I. (1997) : Formation and collapse of metastable particle packings and open structures in loess deposits. *Engineering geology*, 48(1):101–115. *Cité page 74*
- ASTM, D. (1996) : Standard test method for measurement of collapse potential of soils. *The American Society for Testing and Materials*, (D 5333 – 92). *5 citations pages 21, 22, 43, 44, et 68*
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussièrre, B. et Chapuis, R. (2003) : A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6):1104–1122. *Cité page 38*
- Augustesen, A., Liingaard, M. et Lade, P. V. (2004) : Evaluation of time-dependent behavior of soils. *International Journal of Geomechanics*, 4(3):137–156. *2 citations pages 90 et 91*
- Ayadat, T. et Hanna, A. (2011) : Assesment of soil collapse prediction methods. *International Journal of Engineering-Transactions B : Applications*, 25(1):19. *Cité page 19*
- Ayadat, T. et Hanna, A. (2007) : Prediction of collapse behaviour in soil. *Revue européenne de génie civil*, 11(5):603–619. *3 citations pages 24, 25, et 44*
- Ayadat, T. et Ouali, S. (1999) : Identification des sols affaissables basée sur les limites d'atterberg. *Revue française de géotechnique*, (86):53–56. *Cité page 19*

- Bachmann, J. et van der Ploeg, R. R. (2002) : A review on recent developments in soil water retention theory : interfacial tension and temperature effects. *Journal of Plant Nutrition and Soil Science*, 165 (4):468. *Cité page 39*
- Banhart, J. (2008) : *Advanced tomographic methods in materials research and engineering*. Oxford University Press New York. *Cité page 112*
- Barden, L., McGown, A. et Collins, K. (1973) : The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, 7(1):49–60. *7 citations pages 22, 24, 25, 26, 27, 29, et 30*
- Barksdale, R. et Blight, G. (1997) : Compressibility and settlement of residual soils. *Mechanics of residual soils, Balkema, Rotterdam*. *Cité page 23*
- Basma, A. et Kallas, N. (2004) : Modeling soil collapse by artificial neural networks. *Geotechnical and Geological Engineering*, 22(3):427–438. *Cité page 25*
- Basma, A. A. et Tuncer, E. R. (1992) : Evaluation and control of collapsible soils. *Journal of geotechnical engineering*, 118(10):1491–1504. *3 citations pages 24, 25, et 44*
- Bay, B. K., Smith, T. S., Fyhrie, D. P. et Saad, M. (1999) : Digital volume correlation : three-dimensional strain mapping using X-ray tomography. *Experimental Mechanics*, 39(3):217–226. *Cité page 109*
- Bear, J. (1972) : Dynamics of fluids in porous media. *American Elsevier Publisher Co., New York*. *2 citations pages 38 et 39*
- Bell, F. et Bruyn, I. d. (1997) : Sensitive, expansive, dispersive and collapsive soils. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, (56):19–38. *2 citations pages 24 et 31*
- Benahmed, N., Canou, J. et Dupla, J. (2002) : Influence of the structure on the mechanical behaviour of sand. *In Constitutive and centrifuge modelling : two extremes : proceedings of the Workshop on Constitutive and Centrifuge Modelling : Two Extremes, Monte Verità, Switzerland, 8-13 July 2001*, page 209. Taylor & Francis. *Cité page 69*
- Benahmed, N. (2001) : *Comportement mécanique d'une sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. *5 citations pages 46, 69, 70, 71, et 165*
- Benahmed, N., Canou, J. et Dupla, J.-C. (2004) : Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes rendus mécanique*, 332(11):887–894. *6 citations pages 30, 69, 70, 81, 89, et 199*
- Beucher, S. et Lantuejoul, C. (1979) : Use of watersheds in contour detection. *In International Workshop on image processing : Real-time image and Motion detection/estimation*, Rennes, France. *Cité page 108*
- BIPM, IEC, I. I. I. I. I. et OIML (2008) : Evaluation of measurement data – guide to the expression of uncertainty in measurement. *Joint Committee for Guides in Metrology, JCGM*, 100. *5 citations pages 75, 76, 84, 130, et 158*
- Bishop, A. (1960) : The principle of effective stress, norwegian geotechnical institute. *Inst., Oslo, Norway*, pages (32) :1–5. *Cité page 50*
- Blanc, R., Baylou, P., Germain, C., Da Costa, J. *et al.* (2010) : Confidence bounds for the estimation of the volume phase fraction from a single image in a nickel base superalloy. *Microscopy and Microanalysis*, 16(3):273. *Cité page 129*
- Blanc, R., Da Costa, J., Stitou, Y., Baylou, P. et Germain, C. (2008) : Assessment of texture stationarity using the asymptotic behavior of the empirical mean and variance. *Image Processing, IEEE Transactions on*, 17(9):1481–1490. *2 citations pages 129 et 130*

- Blight, B. (1997) : Origin and formation of residual soils. *Mechanics of Residual Soil*, pages 1–15.  
Cité page 23
- Bolt, G., Frissel, M. *et al.* (1960) : Thermodynamics of soil moisture. *Netherlands Journal of Agricultural Science*, 8:57–78.  
Cité page 35
- Booth, A. (1973) : The factors influencing collapse settlement in compacted soils. In Pells, P. et A.G. Robertson. Balkema, Rotterdam, t. N., éditeurs : *In Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa, September 1975.*, volume 1, page 57–63. JOURNAL ARTICLE-UNIDENTIFIED SOURCE.  
Cité page 26
- Booth, A. (1977) : Collapse settlement in compacted soils. *Bulletin/National Institute for Transport and Road Research* (, (13).  
6 citations pages 17, 24, 29, 30, 31, et 43
- Bornert, M., Chaix, J., Doumalin, P., Dupré, J., Fournel, T., Jeulin, D., Maire, E., Moreaud, M., Moulinc, H. *et al.* (2004) : Mesure tridimensionnelle de champs cinématiques par imagerie volumique pour l'analyse des matériaux et des structures. *Instrumentation, Mesure, Métrologie*, 4(3-4):43–88.  
4 citations pages 117, 119, 120, et 121
- Bornert, M., Brémand, F., Doumalin, P., Dupré, J.-C., Fazzini, M., Grédiac, M., Hild, F., Mistou, S., Molimard, J., Orteu, J.-J. *et al.* (2009) : Assessment of digital image correlation measurement errors : methodology and results. *Experimental mechanics*, 49(3):353–370. 2 citations pages 109 et 117
- Bornert, M., Orteu, J.-J., Roux, S. *et al.* (2011) : Corrélation d'images. *Mesures de champs et identification*.  
3 citations pages 105, 119, et 121
- Brackley, I. (1971) : Partial collapse in unsaturated expansive clay. Cité page 24
- Brink, A. B. A., Partridge, T., Williams, A. *et al.* (1982) : *Soil survey for engineering*. Oxford University Press.  
Cité page 29
- Brooks, R. H. et Corey, A. T. (1964) : Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Papers, Colorado State University*, (March).  
Cité page 38
- Bruchon, J.-F. (2010) : Couplages hydro-mécaniques dans les matériaux granulaires non-saturés. Mémoire de D.E.A., École des Ponts ParisTech.  
3 citations pages 74, 75, et 76
- Bruck, H., McNeill, S., Sutton, M. A. et Peters Iii, W. (1989) : Digital image correlation using newton-raphson method of partial differential correction. *Experimental Mechanics*, 29(3):261–267.  
Cité page 121
- Brusseau, M., Peng, S., Schnaar, G. et Murao, A. (2007) : Measuring air- water interfacial areas with x-ray microtomography and interfacial partitioning tracer tests. *Environ. Sci. Technol*, 41(6):1956–1961.  
2 citations pages 109 et 114
- Brémand, F., Cottron, M., Doumalin, P., Dupré, J.-C., Germaneau, A. et Valle, V. (2011) : Mesures en mécanique par méthodes optiques. *Techniques de l'Ingénieur*, pages R 1 850v2 : 1–22. Cité page 103
- Bullard, J., Garboczi, E., Carter, W. et Fuller Jr, E. (1995) : Numerical methods for computing interfacial mean curvature. *Computational materials science*, 4(2):103–116.  
Cité page 103
- Bulut, R. et Leong, E. C. (2008) : Indirect measurement of suction. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6):633–644.  
Cité page 37
- Burland, J. et Symes, M. (1982) : A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. *Geotechnique*, 32(1).  
Cité page 101

- Buscarnera, G. et Nova, R. (2009) : Loss of controllability in unsaturated soils. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(2):235–250. *Cité page 48*
- Buscarnera, G. et Nova, R. (2011) : Modelling instabilities in triaxial testing on unsaturated soil specimens. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(2):179–200. *Cité page 48*
- Camenen, J., Cavarretta, I., Hamlin, S. et Ibraim, E. (2013) : Experimental and numerical assessment of a cubical sample produced by pluviation. *Géotechnique Letters*, 3(April-June):44–51. *Cité page 141*
- Castro, G. (1969) : *Liquefaction of sands*. Thèse de doctorat, Harvard Soil Mechanics Series n 81, Harvard University, Cambridge, MA, 112 p. *Cité page 69*
- Chanh, N. (1968) : Étude expérimentale de la poussée et de la butée des terres. *Ann Ponts Chaussées*, 4:225–236. *Cité page 101*
- Chateau, X., Moucheron, P. et Pitois, O. (2002) : Micromechanics of unsaturated granular media. *Journal of engineering mechanics*, 128(8):856–863. *Cité page 57*
- Chu, T., Ranson, W. et Sutton, M. (1985) : Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics. *Experimental mechanics*, 25(3):232–244. *Cité page 121*
- Clausnitzer, V. et Hopmans, J. (1999) : Determination of phase-volume fractions from tomographic measurements in two-phase systems. *Advances in water resources*, 22(6):577–584. *3 citations pages 108, 127, et 134*
- Clemence, S. P. et Finbarr, A. O. (1981) : Design considerations for collapsible soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 107(ASCE 16106). *6 citations pages 18, 19, 22, 23, 31, et 44*
- Clevenger, W. A. (1958) : Experiences with loess as foundation material. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 123(1):151–169. *3 citations pages 19, 20, et 29*
- Colliat-Dangus, J. L., Desrues, J. et Foray, P. (1988) : Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP*, 977:290–310. *2 citations pages 90 et 91*
- Combe, A.-L. (1998) : Comportement du sable d'hostun s28 au triaxial axisymétrique. comparaison avec le sable d'hostun rf. Mémoire de D.E.A., UNIVERSITE JOSEPH FOURIER. *3 citations pages 70, 89, et 165*
- Coster, M. et Chermant, J. (2001) : Image analysis and mathematical morphology for civil engineering materials. *Cement and Concrete Composites*, 23(2-3):133–151. *Cité page 108*
- Coussy, O. (2011) : *Mechanics and physics of porous solids*. John Wiley & Sons. *Cité page 40*
- Croney, D. (1952) : The movement and distribution of water in soils. *Géotechnique*, 3(1):1–16. *2 citations pages 37 et 38*
- Croney, D., Coleman, J. et Bridge, P. M. (1952) : *The suction of moisture held in soil and other porous materials*. Numéro 24. HM Stationery Office. *Cité page 37*
- Cugnon de Sevicourt, O. et Tariel, V. (2011) : Cameleon language part 1 : Processor. *CoRR*, abs/1110.4802. *Cité page 124*
- Cui, Y. et Delage, P. (1996) : Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46(2):291–311. *Cité page 51*

- Culligan, K., Wildenschild, D., Christensen, B., Gray, W., Rivers, M. et Tompson, A. (2004) : Interfacial area measurements for unsaturated flow through a porous medium. *Water Resour. Res.*, 40(12):1–12.  
Cité page 109
- Dantu, P. (1968) : Etude statistique des forces intergranulaires dans un milieu pulvérulent. *Géotechnique*, 18(1):50–55.  
2 citations pages 101 et 103
- Dantu, P. (Septembre–Octobre 1962) : Etude expérimentale de la déformation d'une sphère de plexiglas comprimée entre deux plans parallèles rigides en dehors du domaine élastique. *Annales des Ponts et Chaussées*, 5(32):555–578.  
Cité page 104
- Dantu, P. (juillet–août 1967) : Etude expérimentale d'un milieu pulvérulent compris entre deux plans verticaux et parallèle. *Annales des Ponts et Chaussées*, (4):193–202.  
2 citations pages 101 et 102
- Darwell, J. L. et Denness, B. (1976) : Prediction of metastable soil collapse. *In Proceedings of the Anaheim Symposium December 1976 : International Association of Hydrologic Sciences Publication*, numéro 121, pages 544–552.  
Cité page 19
- Das, B. (1995) : *Principles of foundation engineering*. Boston [etc.] : PWS. 2 citations pages 20 et 31
- De Bisschop, F. R. et Rigole, W. J. (1982) : A physical model for liquid capillary bridges between adsorptive solid spheres : The nodoid of plateau. *Journal of Colloid and Interface Science*, 88(1):117–128.  
Cité page 59
- de Gennes, P. (1985) : Wetting : statics and dynamics. *Reviews of modern physics*, 57(3):827.  
4 citations pages 39, 40, 41, et 42
- de Gennes, P.-G., Brochard-Wyart, F., Quéré, D., Fermigier, M. et Clanet, C. (2002) : *Gouttes, bulles, perles et ondes*. Belin Paris.  
8 citations pages 40, 41, 42, 55, 56, 57, 59, et 61
- De Simone, P. (2010) : Inundation collapse strain and creep measurements for two campanian pyroclastic soils. *In Proceedings of the Fifth International Conference on Unsaturated Soils, Barcelona, Spain*, volume 2, pages 229–234.  
Cité page 23
- Delage, P. (1989) : Effondrement d'un matériau de remblai compacté trop sec. *ICSMFE, Rio*.  
2 citations pages 17 et 43
- Delage, P. et Cui, Y. J. (2003) : Comportement mécanique des sols non saturés. *Techniques de l'Ingénieur, Structures et gros oeuvre:C302* :1–19.  
3 citations pages 34, 36, et 51
- Delage, P., Cui, Y. et Antoine, P. (2005) : Geotechnical problems related with loess deposits in Northern France. *In Proceedings of International Conference on Problematic Soils*, volume 25, page 27.  
4 citations pages 17, 23, 42, et 210
- Delage, P., Noc, X., Saïdy, G. et De Laure, E. (1991) : Aspects volumiques du fluage des sables. *CAHIERS DE RHEOLOGIE (LES)*, 9(2).  
Cité page 90
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J. et Howat, M. D. (1996) : Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(1):150–158.  
2 citations pages 30 et 199
- Delage, P. et Cui, Y. J. (2008) : An evaluation of the osmotic method of controlling suction. *Geomechanics and Geoengineering : An International Journal*, 3(1):1–11.  
Cité page 36
- Denisov, N. (1951) : The engineering properties of loess and loess loams. *Gosstroilzdat, Moscow*.  
3 citations pages 18, 19, et 20
- Derjaguin, B. (1987) : *Some results from 50 years' research on surface forces*. Springer. Cité page 42

- Derjaguin, B. et Churaev, N. (1974) : Structural component of disjoining pressure. *Journal of Colloid and Interface Science*, 49(2):249–255. Cité page 41
- Deryagin, B. (1955) : Definition of the concept of and magnitude of the disjoining pressure and its role in the statics and kinetics of thin layers of liquids. *Colloid J USSR*, 17:191–197. 2 citations pages 39 et 40
- Desrues, J. (2004) : Tracking strain localization in geomaterials using computerized tomography. *X-ray CT for Geomaterials*, pages 15–41. Cité page 104
- Desrues, J., Chambon, R., Mokni, M. et Mazerolle, F. (1996) : Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. *Geotechnique*, 46(3):529–546. 2 citations pages 105 et 108
- Desrues, J. et Duthilleul, B. (1984) : Mesure du champ de déformation d'un objet plan par la méthode stéréophotogrammétrique de faux relief. *Journal de mécanique théorique et appliquée*, 3(1):79–103. Cité page 104
- Desrues, J. (1998) : Localization patterns in ductile and brittle geomaterials. *Material instabilities in solids*, pages 137–158. Cité page 104
- Desrues, J., Réthoré, J. et al. (2011) : Chapitre 14. caractérisation des phénomènes localisés. *Mesures de champs et identification en mécanique des solides*. Cité page 105
- Dudley, J. H. (1970) : Review of collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(3):925–947. 7 citations pages 21, 22, 23, 24, 25, 27, et 30
- El Sohby, M. et Rabbaa, S. (1984) : Deformation behaviour of unsaturated soils upon wetting. *In Regional conference for Africa*. 8, pages 129–137. 2 citations pages 24 et 30
- Engel, J., Schanz, T. et Lauer, C. (2005) : State parameters for unsaturated soils, basic empirical concepts. *Unsaturated Soils : Numerical and theoretical approaches*, page 125. 2 citations pages 49 et 50
- Erle, M. A., Dyson, D. et Morrow, N. R. (1971) : Liquid bridges between cylinders, in a torus, and between spheres. *AIChE Journal*, 17(1):115–121. Cité page 59
- Errera, L. A. (1977) : *Stress Paths and Collapsing Soils*. Thèse de doctorat, University of Cape Town. Cité page 28
- Escario, V., Juca, J. et Coppe, M. (1989) : Strength and deformation of partly saturated soils. *In Proceedings of the 12th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Rio de Janeiro*, volume 3, pages 43–46. Cité page 36
- Ezaoui, A. (2008) : Comportement expérimental statique et dynamique des sables et modélisation élasto-visco-plastique anisotrope en petites et moyennes déformations. Cité page 71
- Feda, J. (1964) : Colloidal activity, shrinking and swelling of some clays. *In Proceedings of Soil Mechanic Seminar*, pages 531–546. 2 citations pages 19 et 20
- Feda, J. (1995) : Mechanisms of collapse of soil structure. *In Genesis and Properties of Collapsible Soils*, pages 149–172. Springer. Cité page 46
- Feda, J. (1966) : Structural stability of subsident loess soil from praha-dejvice. *Engineering Geology*, 1 (3):201–219. Cité page 29
- Feissel, P. (2011) : Du déplacement à la déformation. *Mesures de champs et identification en mécanique des solides*, pages 209–241. Cité page 122



- Feldkamp, L., Davis, L. et Kress, J. (1984) : Practical cone-beam algorithm. *JOSA A*, 1(6):612–619. *Cité page 115*
- Feng, C. et Yu, A. (2000) : Quantification of the relationship between porosity and interparticle forces for the packing of wet uniform spheres. *Journal of colloid and interface science*, 231(1):136–142. *Cité page 42*
- Feng, C. et Yu, A. (1998) : Effect of liquid addition on the packing of mono-sized coarse spheres. *Powder technology*, 99(1):22–28. *3 citations pages 72, 73, et 76*
- Flavigny, E., Desrues, J. et Palayer, B. (1990) : Note technique-le sable d'Hostun "RF". *Revue française de géotechnique*, 53(53):67–69. *4 citations pages 57, 71, 84, et 89*
- Fredlund, D. G. et Rahardjo, H. (1993) : *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons. *Cité page 57*
- Fredlund, D. (2006) : Unsaturated soil mechanics in engineering practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132:286. *Cité page 39*
- Fredlund, D. et Gan, J. K. (1995) : The collapse mechanism of a soil subjected to one-dimensional loading and wetting. In *Genesis and properties of collapsible soils*, pages 173–205. Springer. *Cité page 55*
- Fredlund, D. et Morgenstern, N. (1976) : Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3):261–276. *Cité page 55*
- Fredlund, D. et Xing, A. (1994) : Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4):521–532. *2 citations pages 38 et 51*
- Fredlund, M. D., Fredlund, D. G. et Wilson, G. (1997) : Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties. In *Proc., 3rd Brazilian Symp. on Unsaturated Soils*, volume 1, pages 13–23. Rio de Janeiro. *Cité page 38*
- Ganeshan, V. (1982) : *Strength and collapse characteristics of compacted residual soils*. Thèse de doctorat, Asian Institute of Technology. *Cité page 29*
- Gao, G. et Wu, S. (1995) : Settlement computation and practical confirmation of belled pier in loess. In *PROCEEDINGS OF THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS/UNSAT'95/PARIS/FRANCE/6-8 SEPTEMBER 1995. VOLUME 2*. *Cité page 31*
- Gardner, W. (1958) : Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil science*, 85(4):228–232. *Cité page 38*
- Garga, V. K. et Zhang, H. (1997) : Volume changes in undrained triaxial tests on sands. *Canadian geotechnical journal*, 34(5):762–772. *Cité page 69*
- Gibbs, H. J. et Bara, J. P. (1962) : *Predicting surface subsidence from basic soil tests*. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories. *3 citations pages 19, 20, et 21*
- Gilbert, P. et Marcuson III, W. (1988) : Density variation in specimens subjected to cyclic and monotonic loads. *Journal of geotechnical engineering*, 114(1):1–20. *Cité page 81*
- Gili, J. et Alonso, E. (2002) : Microstructural deformation mechanisms of unsaturated granular soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26(5):433–468. *4 citations pages 41, 59, 64, et 65*
- Gladkikh, M. et Bryant, S. (2005) : Prediction of imbibition in unconsolidated granular materials. *Journal of colloid and interface science*, 288(2):526–539. *Cité page 57*

- Goldschtein, M. (1969) : Principles of building design on soils prone to slump-type settlement owing to wetting. *Osnovaniya Fundamenty i Mekhanika Bruntoy*, 6:25–27. *Cité page 16*
- Grant, I. (1997) : Particle image velocimetry : a review. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C : Journal of Mechanical Engineering Science*, 211(1):55–76. *Cité page 121*
- Grédiac, M. et Hild, F. (2011) : *Mesures de champs et identification en mécanique des solides*. Lavoisier. *3 citations pages 101, 104, et 180*
- Grof, Z., Lawrence, C. J. et Štěpánek, F. (2008) : The strength of liquid bridges in random granular materials. *Journal of colloid and interface science*, 319(1):182–192. *Cité page 66*
- Haas, A., Matheron, G. et Serra, J. (1967) : Morphologie mathématique et granulométrie en place. *Annales des Mines*, 11:736–753. *Cité page 126*
- Habibagahi, G. et Taherian, M. (2004) : Prediction of collapse potential for compacted soils using artificial neural networks. *Scientia Iranica*, 11(1-2):1–20. *Cité page 25*
- Hall, S., Bornert, M., Desrues, J., Pannier, Y., Lenoir, N., Viggiani, G. et Bésuelle, P. (2010a) : Discrete and continuum analysis of localised deformation in sand using x-ray  $\mu$ ct and volumetric digital image correlation. *Géotechnique*, 60(5):315–322. *5 citations pages 105, 106, 117, 119, et 120*
- Hall, S., Wright, J., Pirling, T., Andò, E., Hughes, D. et Viggiani, G. (2011) : Can intergranular force transmission be identified in sand ? *Granular Matter*, 13(3):251–254. *Cité page 102*
- Hall, S. A., Wood, D. M., Ibraim, E. et Viggiani, G. (2010b) : Localised deformation patterning in 2d granular materials revealed by digital image correlation. *Granular matter*, 12(1):1–14. *3 citations pages 104, 105, et 120*
- Handy, R. L. (1973) : Collapsible loess in iowa. *Soil Science Society of America Journal*, 37(2):281–284. *2 citations pages 19 et 20*
- Haverkamp, R. et Parlange, J.-Y. (1986) : Predicting the water-retention curve from particle-size distribution : 1. sandy soils without organic matter1. *Soil Science*, 142(6):325–339. *Cité page 38*
- Herrera, M., Lizcano, A. et Santamarina, J. (2007) : Colombian volcanic ash soils. *Characterization and engineering properties of natural soils*, pages 2385–2409. *Cité page 23*
- Hicher, P.-Y. et Chang, C. (2007) : A microstructural elastoplastic model for unsaturated granular materials. *International journal of solids and structures*, 44(7):2304–2323. *Cité page 63*
- Higo, Y., Oka, F., Kimoto, S., Sanagawa, T. et Matsushima, Y. (2011) : Study of strain localization and microstructural changes in partially saturated sand during triaxial tests using microfocus x-ray ct. *Soils and foundations*, 51(1):95–111. *Cité page 109*
- Higo, Y., Oka, F., Sato, T., Matsushima, Y. et Kimoto, S. (2013) : Investigation of localized deformation in partially saturated sand under triaxial compression using microfocus x-ray ct with digital image correlation. *Soils and Foundations*. *3 citations pages 105, 109, et 120*
- Holtz, W. G. et Hilf, J. (1961) : Settlement of soil foundations due to saturation. In *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris*, volume 1, pages 673–679. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1 : 673-679.* *Cité page 31*
- Houston, S. L. et Houston, W. N. (1997) : Collapsible soils engineering. In *Unsaturated Soil Engineering Practice*, pages 199–232. ASCE. *Cité page 31*

- Houston, S. L., Houston, W. N. et Spadola, D. J. (1988) : Prediction of field collapse of soils due to wetting. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(1):40–58. *2 citations pages 19 et 44*
- Hsieh, J. (2009) : Computed tomography : principles, design, artifacts, and recent advances. SPIE. *4 citations pages 112, 113, 114, et 116*
- Ismael, N., Jeragh, A., Mollah, M. et Khalidi, O. (1987) : Factors affecting the collapse potential of calcareous desert sands. *In Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference*, volume 1, pages 5–147. *Cité page 17*
- Israelachvili, J. N. (1991) : Intermolecular and surface forces. *2 citations pages 40 et 41*
- Jaeger, F., Bowe, S., Van As, H. et Schaumann, G. (2009) : Evaluation of <sup>1</sup>H nmr relaxometry for the assessment of pore-size distribution in soil samples. *European Journal of Soil Science*, 60(6):1052–1064. *Cité page 109*
- Jennings, J. E. et Knight, K. (1957) : The additional settlement of foundations due to collapse of structure of sandy subsoils on wetting. *Proc. 4th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3:316–319. *3 citations pages 19, 30, et 44*
- Jennings, J. E. et Knight, K. (1975) : A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. *Proc. 6th African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1:99–105. *5 citations pages 21, 28, 29, 43, et 44*
- Jennings, J. et Knight, K. (1956) : Recent experiences with the consolidation test as a means of identifying conditions of heaving or collapse of foundations on partially saturated soils. *Trans., South African Institution of Civil Engineers*, Aug, 6(8):255–256. *Cité page 45*
- Jennings, J. et Burland, J. (1962) : Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 12(2):125–144. *Cité page 50*
- Jeulin, D. (2005) : Random structures in physics. *Space, Structure and Randomness*, pages 183–219. *Cité page 129*
- Jin, Y., Chu, Y. et Li, Y. (2000) : Virus removal and transport in saturated and unsaturated sand columns. *Journal of Contaminant Hydrology*, 43(2):111–128. *Cité page 41*
- Jotisankasa, A., Ridley, A. et Coop, M. (2007) : Collapse behavior of compacted silty clay in suction-monitored oedometer apparatus. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 133:867. *Cité page 47*
- Juang, C. H., Ni, S. et Lu, P. C. (1999) : Training artificial neural networks with the aid of fuzzy sets. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 14(6):407–415. *Cité page 25*
- Juang, C. et Elton, D. J. (1997) : Predicting collapse potential of soils with neural networks. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, 1582(1):22–28. *Cité page 25*
- Justo, J., Delgado, A. et Ruiz, J. (1984) : The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory. *In Proceedings of the Fifth International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, 21-23 May, 1984.*, numéro 84/3. *Cité page 42*
- Kaestner, A., Lehmann, E. et Stampanoni, M. (2008) : Imaging and image processing in porous media research. *Advances in Water Resources*, 31(9):1174–1187. ISSN 0309-1708. *Cité page 108*
- Kanit, T., Forest, S., Galliet, I., Mounoury, V. et Jeulin, D. (2003) : Determination of the size of the representative volume element for random composites : statistical and numerical approach. *International Journal of Solids and Structures*, 40(13):3647–3679. *Cité page 129*

- Kassiff, G. et Henkin, E. (1967) : Engineering and physico-chemical properties affecting piping failure of low loess dams in the negev. *In Proc. 3rd Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, volume 1, pages 13–16.  
2 citations pages 19 et 20
- Kato, S. et Kawai, K. (2000) : Deformation characteristics of a compacted clay in collapse under isotropic and triaxial stress state. *Soils and foundations*, 40(5):75–90. 3 citations pages 46, 53, et 64
- Ketcham, R. et Carlson, W. (2001) : Acquisition, optimization and interpretation of x-ray computed tomographic imagery : applications to the geosciences. *Computers & Geosciences*, 27(4):381–400.  
2 citations pages 112 et 114
- Kim, B., Park, S. et Kato, S. (2012) : Dem simulation of collapse behaviours of unsaturated granular materials under general stress states. *Computers and Geotechnics*, 42:52–61. Cité page 64
- Kim, F. H., Penumadu, D. et Hussey, D. S. (2011) : Water distribution variation in partially saturated granular materials using neutron imaging. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(2):147–154. Cité page 109
- Knight, K. (1961) : *The Collapse Of Structure Of Sandy Sub-soils On Wetting*. Thèse de doctorat, University of The Witwatersrand. Cité page 28
- Koliji, A., Vulliet, L. et Laloui, L. (2010) : Structural characterization of unsaturated aggregated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(3):297–311. Cité page 109
- Kovács, G. (1981) : *Seepage hydraulics*. Access Online via Elsevier. Cité page 41
- Kovscek, A., Wong, H. et Radke, C. (1993) : A pore-level scenario for the development of mixed wettability in oil reservoirs. *AIChE Journal*, 39(6):1072–1085. 2 citations pages 40 et 42
- Krinitzsky, E. L. et Turnbull, W. J. (1967) : Loess deposits of mississippi. *Geological Society of America Special Papers*, 94:1–62. Cité page 23
- Kuwano, R. et Jardine, R. J. (2002) : On measuring creep behaviour in granular materials through triaxial testing. *Canadian geotechnical journal*, 39(5):1061–1074. Cité page 90
- Ladd, R. (1978) : Preparing test specimens using undercompaction. *ASTM geotechnical testing journal*, 1 (1). Cité page 70
- Lambe, T. et Whitman, R. (1969) : *Soil mechanics*. John Wiley, New York. Cité page 49
- Langmuir, I. (1938) : The role of attractive and repulsive forces in the formation of tactoids, thixotropic gels, protein crystals and coacervates. *The Journal of Chemical Physics*, 6:873. Cité page 40
- Lantuéjoul, C. (1991) : Ergodicity and integral range. *Journal of microscopy*, 161(3):387–403.  
4 citations pages 129, 130, 177, et 199
- Lawton, E., Fragaszy, R. et Hardcastle, J. (1989) : Collapse of compacted clayey sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(9):1252–1267. 2 citations pages 42 et 43
- Lawton, E. C., Fragaszy, R. J. et Hardcastle, J. H. (1991) : Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand. *Journal of geotechnical engineering*, 117(5):714–730. 2 citations pages 46 et 47
- Lawton, E. C., Fragaszy, R. J. et Hetherington, M. D. (1992) : Review of wetting-induced collapse in compacted soil. *Journal of geotechnical engineering*, 118(9):1376–1394. 3 citations pages 24, 25, et 43
- Le Thi Phuong, L. (2011) : Couplages hydro-mécaniques dans les matériaux granulaires non-saturés : Approche expérimentale. Mémoire de D.E.A., École des Ponts ParisTech. 2 citations pages 71 et 74

- Lenoir, N., Bornert, M., Desrues, J., Bésuelle, P. et Viggiani, G. (2007) : Volumetric Digital Image Correlation Applied to X-ray Microtomography Images from Triaxial Compression Tests on Argillaceous Rock. *Strain*, 43(3):193–205. *2 citations pages 117 et 121*
- Letej, J., Osborn, J. et Pelishek, R. (1962) : Measurement of liquid-solid contact angles in soil and sand. *Soil Science*, 93(3):149–153. *Cité page 57*
- Lewis, J. (1995) : Fast normalized cross-correlation. *In Vision interface*, volume 10, pages 120–123. *Cité page 121*
- Lian, G., Thornton, C. et Adams, M. (1993) : A theoretical study of the liquid bridge forces between two rigid spherical bodies. *Journal of Colloid and Interface Science*, 161(1):138–147. *2 citations pages 57 et 59*
- Lim, Y. Y. et Miller, G. A. (2004) : Wetting-induced compression of compacted oklahoma soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(10):1014–1023. *2 citations pages 24 et 42*
- Lins, Y., Schanz, T. et Fredlund, D. (2009) : Modified pressure plate apparatus and column testing device for measuring swcc of sand. *Geotechnical Testing Journal*, 32(5). *3 citations pages 38, 41, et 42*
- Lins, Y., Zou, Y. et Schanz, T. (2007) : Physical modeling of swcc for granular materials. *Theoretical and Numerical Unsaturated Soil Mechanics*, pages 61–74. *Cité page 70*
- Lins, Y. (2009) : *Hydro-Mechanical Properties of Partially Saturated Sand*. Thèse de doctorat, Faculty of Civil Engineering University Bochum. *Cité page 26*
- Lins, Y. et Schanz, T. (2005) : Determination of hydro-mechanical properties of sand. *In Schanz, T., éditeur : Unsaturated Soils : Experimental Studies : Proceedings of the International Conference " From Experimental Evidence Towards Numerical Modeling of Unsaturated Soils", Weimar, Germany, September 18-19, 2003*, volume 1, pages 15–32. Springer. *5 citations pages 47, 68, 81, 167, et 200*
- Liu, C. (2005) : On the minimum size of representative volume element : an experimental investigation. *Experimental mechanics*, 45(3):238–243. *Cité page 127*
- Liu, S. et Sun, D. (2002) : Simulating the collapse of unsaturated soil by dem. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 26(6):633–646. *Cité page 64*
- Liu, S., Sun, D. et Wang, Y. (2003) : Numerical study of soil collapse behavior by discrete element modeling. *Computers and Geotechnics*, 30(5):399–408. *Cité page 64*
- Lourenco, S., Gallipoli, D., Augarde, C., Toll, D., Fisher, P. et Congreve, A. (2012) : Formation and evolution of water menisci in unsaturated granular media. *Geotechnique*, 62(3):193–199. *Cité page 39*
- Lu, N. et Likos, W. J. (2004) : *Unsaturated soil mechanics*. J. Wiley. *Cité page 37*
- Lutenegger, A. J. (1986) : Dynamic compaction in friable loess. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(6):663–667. *Cité page 31*
- Léger, L. (1989) : L'étalement d'une goutte sur un solide. rôle des forces à longue portée. *Image de la physique*, pages 74–70. *2 citations pages 39 et 40*
- Mackechnie, W. (1989) : Collapsible and swelling soils part 1 : collapsible soils, general report., *In Proc. Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro*, volume 4, page 2485–2490. AA BALKEMA. *Cité page 21*
- Marinho, F., Take, W. et Tarantino, A. (2008) : Measurement of matric suction using tensiometric and axis translation techniques. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6):615–631. *Cité page 36*

- Markin, B. (1969) : Remarks on the article "on standard criteria of sag in loess soils" by vp anan'ev and ya. d. gil'man. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 6(2):137–137. *Cité page 28*
- Maron, B. A., Haas, T. S. et Maron, B. J. (2007) : Sudden death from collapsing sand holes. *New England Journal of Medicine*, 356(25):2655–2656. *Cité page 18*
- Mata, C. (2001) : *Etude expérimentale et modélisation mécanique des effets du balayage à l'eau dans une craie saturée d'huile : application à l'industrie pétrolière*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. *2 citations pages 62 et 63*
- Matheron, G. et Blondel, F. (1963) : *Traité de géostatistique appliquée*. Editions Technip. *2 citations pages 127 et 199*
- Matheron, G. (1963) : Principles of geostatistics. *Economic geology*, 58(8):1246–1266. *Cité page 127*
- Matyas, E. et Radhakrishna, H. (1968) : Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18(4):432–448. *2 citations pages 50 et 51*
- McDowell, G. et Khan, J. (2003) : Creep of granular materials. *Granular Matter*, 5(3):115–120. *Cité page 90*
- Medero, G., Schnaid, F. et Gehling, W. (2009) : Oedometer behavior of an artificial cemented highly collapsible soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135:840. *Cité page 43*
- Mejia, C., Vaid, Y. et Negussey, D. (1988) : Time dependent behaviour of sand. *In Proceedings of the International Conference on Rheology and Soil Mechanics*. Coventry : Spon Press, pages 312–326. *2 citations pages 90 et 91*
- Mendes, J. et Buzzi, O. (2013) : New insight into cavitation mechanisms in high-capacity tensiometers based on high-speed photography. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(5):550–556. *Cité page 36*
- Mesri, G. et Vardhanabhuti, B. (2009) : Compression of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(4):369–392. *2 citations pages 87 et 89*
- Miller, G. A., Azad, S. et Dhar, B. (1997) : The effect of cement kiln dust on the collapse potential of compacted shale. *ASTM SPECIAL TECHNICAL PUBLICATION*, 1275:232–245. *Cité page 42*
- Mitchell, J. (1962) : *Components of pore water pressure and their engineering significance*. Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California. *2 citations pages 34 et 35*
- Mitchell, J. et Soga, K. (1976) : *Fundamentals of soil behavior*. Wiley New York. *3 citations pages 34, 35, et 49*
- Molenkamp, F. et Nazemi, A. (2003) : Interactions between two rough spheres, water bridge and water vapour. *Geotechnique*, 53(2):255–264. *Cité page 59*
- Muñoz-Castelblanco, J., Delage, P., Pereira, J., Cui, Y. *et al.* (2011) : Some aspects of the compression and collapse behaviour of an unsaturated natural loess. *Géotechnique Letters*, 1:17–22. *2 citations pages 17 et 27*
- Muñoz-Castelblanco, J., Pereira, J.-M., Delage, P., Cui, Y.-J. *et al.* (2010) : Suction measurements on a natural unsaturated soil : A reappraisal of the filter paper method. *In Unsaturated Soils-Proc. Fifth Int. Conf. on Unsaturated Soils*, volume 1, pages 707–712. *Cité page 211*
- Muñoz-Castelblanco, J., Pereira, J. M., Delage, P., Cui, Y.-J. *et al.* (2012) : The water retention properties of a natural unsaturated loess from northern france. *Géotechnique*, 62(2):95–106. *2 citations pages 30 et 199*

- Murayama, S., Michihiro, K. et Sakagami, T. (1984) : Creep characteristics of sand. *Soils and foundations*, 24(5).  
Cité page 90
- Murthy, V. (2002) : *Geotechnical engineering : principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*, volume 10. CRC Press.  
3 citations pages 43, 44, et 45
- Ng, T.-T., Hu, C. et Altobelli, S. (2006) : Void distributions in samples of a granular material. In *Site and Geomaterial Characterization*, pages 104–111. ASCE.  
2 citations pages 70 et 81
- Nitao, J. J. et Bear, J. (1996) : Potentials and their role in transport in porous media. *Water Resources Research*, 32(2):225–250.  
Cité page 39
- Nitka, M., Combe, G., Dascalu, C. et Desrues, J. (2011) : Two-scale modeling of granular materials : a dem-fem approach. *Granular Matter*, 13(3):277–281.  
Cité page 64
- Noorany, I. (1992) : Discussion of “stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand” by evert c. lawton, richard j. fragaszy, and james h. hardcastle (may, 1991, vol. 117, no. 5). *Journal of geotechnical engineering*, 118(9):1472–1474.  
Cité page 43
- Northey, R. (1969) : Engineering properties of loess and other collapsible soils. In *Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pages 445–452. JOURNAL ARTICLE-UNIDENTIFIED SOURCE.  
Cité page 25
- Nouaouria, M., Guenfoud, M. et Lafifi, B. (2008) : Engineering properties of loess in algeria. *Engineering Geology*, 99(1-2):85–90.  
Cité page 44
- Oda, M., Konishi, J. et Nemat-Nasser, S. (1982) : Experimental micromechanical evaluation of strength of granular materials : effects of particle rolling. *Mechanics of materials*, 1(4):269–283.  
2 citations pages 101 et 103
- Oh, W. et Lindquist, B. (1999) : Image thresholding by indicator kriging. *Pattern Analysis and Machine Intelligence, IEEE Transactions on*, 21(7):590–602.  
Cité page 108
- Or, D. et Tuller, M. (2000) : Flow in unsaturated fractured porous media : Hydraulic conductivity of rough surfaces. *Water Resources Research*, 36(5):1165–1177.  
Cité page 42
- Pannier, Y., Lenoir, N. et Bornert, M. (2010) : Discrete volumetric digital image correlation for the investigation of granular type media at microscale : accuracy assessment. In *EPJ Web of Conferences : ICEM 14-14th International Conference on Experimental Mechanics*, EDP Science, volume 6, page 35003.  
2 citations pages 109 et 117
- Pashley, R. (1980) : Multilayer adsorption of water on silica : An analysis of experimental results. *Journal of Colloid and Interface Science*, 78(1):246–248.  
Cité page 41
- Pécsi, M. (1990) : Loess is not just the accumulation of dust. *Quaternary International*, 7:1–21.  
Cité page 23
- Pelissou, C., Baccou, J., Monerie, Y. et Perales, F. (2009) : Determination of the size of the representative volume element for random quasi-brittle composites. *International Journal of Solids and Structures*, 46 (14-15):2842–2855.  
Cité page 129
- Penman, A. (1980) : Instrumentation requirements for earth and rock fill dams. In *Symposium on problems and practice of dam engineering*, AIT Bangkok, Thailand.  
Cité page 17
- Perona, P. et Malik, J. (1990) : Scale-space and edge detection using anisotropic diffusion. *Pattern Analysis and Machine Intelligence, IEEE Transactions on*, 12(7):629–639.  
2 citations pages 108 et 124

- Philip, J. (1977) : Unitary approach to capillary condensation and adsorption. *The Journal of Chemical Physics*, 66:5069. 2 citations pages 35 et 40
- Philip, J. (1978) : Adsorption and capillary condensation on rough surfaces. *The Journal of Physical Chemistry*, 82(12):1379–1385. Cité page 42
- Poland, J. F., Lofgren, B., Ireland, R. et Pugh, R. (1975) : Land subsidence in the san joaquin valley, california, as of 1972. Cité page 17
- Porter, M. L., Schaap, M. G. et Wildenschild, D. (2009) : Lattice-boltzmann simulations of the capillary pressure–saturation–interfacial area relationship for porous media. *Advances in Water Resources*, 32(11):1632–1640. Cité page 109
- Prikloński, V. . . (1952) : Gruntovedenie (en russe). *Vtoriaia Chast (Soil Science II)*, Gosgeolizdat, Moscow.:371. 2 citations pages 19 et 20
- Prokopovich, N. P. (1986) : Origin and treatment of hydrocompaction in the san joaquin valley, ca, usa. *Proc 3rd Int AHS Syrap Land Subsidence (Int Assoc Hydrol) Venice, AHS Pub*, 151:537–546. 2 citations pages 17 et 31
- Prusza, A. et Choudry, T. (1979) : Collapsibility of residual soils. *In Proc. 13th congres on large dams, New Delhi, India, Q*, volume 49, pages 117–130. 2 citations pages 27 et 28
- Razavi, M., Muhunthan, B. et Al Hattamleh, O. (2007) : Representative elementary volume analysis of sands using x-ray computed tomography. *ASTM geotechnical testing journal*, 30(3):212–219. Cité page 127
- Reginatto, A. R. et Ferrero, J. C. (1975) : Collapse potential of soils and soil-water chemistry. *In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 12, page 59. Pergamon. Cité page 23
- Reimers, R. F. (1986) : *Geology, collapse mechanisms and prediction of collapsible soils in El Llano, New Mexico*. Thèse de doctorat, New Mexico Institute of Mining and Technology. Cité page 19
- Richefeu, V., El Youssoufi, M., Peyroux, R. et Radjaï, F. (2008) : A model of capillary cohesion for numerical simulations of 3D polydisperse granular media. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 32(11):1365–1383. Cité page 200
- Rodrigues, R. et Vilar, O. (2006) : Relationship between collapse and soil-water retention curve of a sandy soil. *In Miller, G. A., Zapata, C. E., Houston, S. L. et Fredlund, D. G., éditeurs : Unsaturated Soils 2006, Proc. of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils*, pages 1025–1036. ASCE. 2 citations pages 44 et 204
- Rogers, C. (1995) : Types and distribution of collapsible soils. *In Genesis and Properties of Collapsible Soils*, pages 1–17. Springer. 2 citations pages 23 et 26
- Romero, E., Della Vecchia, G. et Jommi, C. (2011) : An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. *Géotechnique*, 61(4):313–328. Cité page 199
- Rust, E., Heymann, G. et Jones, G. (2005) : Collapse potential of partly saturated sandy soils from mozal, mozambique. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 47(1). 2 citations pages 18 et 47
- Sadek, S., Iskander, M. G. et Liu, J. (2003) : Accuracy of digital image correlation for measuring deformations in transparent media. *Journal of computing in civil engineering*, 17(2):88–96. 2 citations pages 102 et 104



- Samadani, A. et Kudrolli, A. (2001) : Angle of repose and segregation in cohesive granular matter. *Physical Review E*, 64(5):051301. *Cité page 201*
- Schaap, M., Porter, M., Christensen, B. et Wildenschild, D. (2007) : Comparison of pressure-saturation characteristics derived from computed tomography and lattice boltzmann simulations. *Water Resour. Res.*, 43. *Cité page 109*
- Schanz, T., Lins, Y., Tripathy, S. et Agus, S. (2002) : Model test for determination of permeability and collapse potential of a partially saturated sand. *PARAM 2002*, pages 111–121. *Cité page 68*
- Scholtès, L., Hicher, P., Nicot, F., Chareyre, B. et Darve, F. (2009) : On the capillary stress tensor in wet granular materials. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 33(10):1289–1313. *2 citations pages 63 et 65*
- Scholtès, L. (2009) : *Modélisation micro-mécanique des milieux granulaires partiellement saturés*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier. *3 citations pages 59, 64, et 65*
- Scholtès, L., Chareyre, B., Nicot, F. et Darve, F. (2007) : Micromechanical modelling of unsaturated granular media. *Proceedings ECCOMAS-MHM07, Prague*. *Cité page 62*
- Schwartz, K. (1985) : Collapsible soils. *The Civil Engineer in South Africa*, 27(7):379–393. *5 citations pages 28, 30, 31, 43, et 44*
- Sekhar Madhyannapu, R., Madhav, M. R., Puppala, A. J. et Ghosh, A. (2008) : Compressibility and collapsibility characteristics of sedimented fly ash beds. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(6):401–409. *Cité page 23*
- Semkin, V., Ermoshin, V. et Okishev, N. (1986) : Chemical stabilization of loess soils in uzbekistan to prevent building deformations. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 23(5):196–199. *Cité page 31*
- Sheng, D., Sloan, S. et Gens, A. (2004) : A constitutive model for unsaturated soils : thermomechanical and computational aspects. *Computational Mechanics*, 33(6):453–465. *Cité page 51*
- Sladen, J. et Handford, G. (1987) : A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(3):462–466. *Cité page 69*
- Sokolovich, V. et Semkin, V. (1984) : Chemical stabilization of loess soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 21(4):149–154. *2 citations pages 26 et 31*
- Soulié, F. (2008) : Etude micromécanique de la cohésion par capillarité dans les milieux granulaires humides. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 12(3):279–290. *Cité page 62*
- Soulié, F., Cherblanc, F., El Youssoufi, M. S. et Saix, C. (2006) : Influence of liquid bridges on the mechanical behaviour of polydisperse granular materials. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 30(3):213–228. *Cité page 61*
- Sun, D., Sheng, D. et Xu, Y. (2007) : Collapse behaviour of unsaturated compacted soil with different initial densities. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(6):673–686. *4 citations pages 44, 46, 47, et 48*
- Tadepalli, R. et Fredlund, D. (1991) : The collapse behavior of a compacted soil during inundation. *Canadian geotechnical journal*, 28(4):477–488. *2 citations pages 55 et 204*
- Tagliaferri, F., Waller, J., Andò, E., Hall, S., Viggiani, G., Bésuelle, P. et DeJong, J. (2011) : Observing strain localisation processes in bio-cemented sand using x-ray imaging. *Granular Matter*, 13(3):247–250. *Cité page 31*

- Tarantino, A., Romero, E. et Cui, Y. Y. J. (2009) : *Laboratory and field testing of unsaturated soils*. Springer.  
Cité page 37
- Tariel, V. (2009) : *Image analysis of cement paste : relation to diffusion transport*. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique.  
Cité page 124
- Tegzes, P., Albert, R., Paskvan, M., Barabási, A.-L., Vicsek, T. et Schiffer, P. (1999) : Liquid-induced transitions in granular media. *Physical Review E*, 60(5):5823.  
Cité page 74
- Teletzke, G. F., Davis, H. T. et Scriven, L. (1988) : Wetting hydrodynamics. *Revue de Physique Appliquée*, 23(6):989–1007.  
Cité page 41
- Terzaghi, K. (1943) : *Theoretical soil mechanics*. Wiley New York.  
Cité page 49
- Thomas, M., Boyard, N., Perez, L., Jarny, Y. et Delaunay, D. (2008) : Representative volume element of anisotropic unidirectional carbon-epoxy composite with high-fibre volume fraction. *Composites Science and Technology*, 68(15-16):3184–3192.  
Cité page 129
- Thomson, P. et Wong, R. (2008) : Specimen nonuniformities in water-pluviated and moist-tamped sands under undrained triaxial compression and extension. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(7):939–956.  
2 citations pages 70 et 81
- Trivedi, A. et Sud, V. (2004) : Collapse behavior of coal ash. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(4):403–415.  
Cité page 23
- Truong, J. G. et Wayner Jr, P. C. (1987) : Effects of capillary and van der waals dispersion forces on the equilibrium profile of a wetting liquid : Theory and experiment. *The Journal of chemical physics*, 87:4180.  
Cité page 40
- Tuller, M., Or, D. et Dudley, L. M. (1999) : Adsorption and capillary condensation in porous media : Liquid retention and interfacial configurations in angular pores. *Water Resources Research*, 35(7):1949–1964.  
Cité page 40
- Urso, M. E. D., Lawrence, C. J. et Adams, M. J. (1999) : Pendular, funicular, and capillary bridges : Results for two dimensions. *Journal of colloid and interface science*, 220(1):42–56.  
Cité page 66
- Urso, M. E. D., Lawrence, C. J. et Adams, M. J. (2002) : A two-dimensional study of the rupture of funicular liquid bridges. *Chemical engineering science*, 57(4):677–692.  
Cité page 66
- Valton, S. (2007) : Reconstruction tomographique 3d en g' eom' etrie conique\ a trajectoire circulaire pour des prototypes d' imageur bimodal pour le petit animal.  
2 citations pages 115 et 116
- Van Genuchten, M. T. (1980) : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5):892–898.  
Cité page 38
- van Wijk, C., van Ravesteijn, V. F., Vos, F. M. et van Vliet, L. J. (2010) : Detection and segmentation of colonic polyps on implicit isosurfaces by second principal curvature flow. *Medical Imaging, IEEE Transactions on*, 29(3):688–698.  
Cité page 103
- Vanapalli, S., Fredlund, D. et Pufahl, D. (1999) : The influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till. *Geotechnique*, 49(2):143–159.  
Cité page 51
- Vargas, M. (1973) : Structurally unstable soils in southern brazil : Conference. session four. 11f, 2t, 4r. proc. eighth int. conf. on soil mech. found. engng, moscow, v2. 2, 1973, p239–246. *In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 12, page 54. Pergamon.  
Cité page 27

- Vilar, O. et Rodrigues, R. (2011) : Collapse behavior of soil in a brazilian region affected by a rising water table. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(2):226–233. 2 citations pages 44 et 48
- Vinegar, H. J. et Wellington, S. L. (1987) : Tomographic imaging of three-phase flow experiments. *Review of Scientific Instruments*, 58(1):96–107. 2 citations pages 114 et 131
- Wan, J. et Tokunaga, T. K. (1997) : Film straining of colloids in unsaturated porous media : Conceptual model and experimental testing. *Environmental science & technology*, 31(8):2413–2420. Cité page 41
- Wellmann, C., Lillie, C. et Wriggers, P. (2008) : Homogenization of granular material modeled by a three-dimensional discrete element method. *Computers and Geotechnics*, 35(3):394–405. Cité page 64
- Wildenschild, D., Vaz, C., Rivers, M., Rikard, D. et Christensen, B. (2002) : Using x-ray computed tomography in hydrology : systems, resolutions, and limitations. *Journal of Hydrology*, 267(3-4):285–297. 2 citations pages 109 et 114
- Willson, C., Lu, N. et Likos, W. (2012) : Quantification of grain, pore, and fluid microstructure of unsaturated sand from x-ray computed tomography images. *Geotech. Test. J.*, 35(6) ; 11, 2012). Cité page 109
- Xu, J., Zou, R. et Yu, A. (2004) : Packing structure of cohesive spheres. *Physical Review E*, 69(3):32301. Cité page 72
- Xu, J., Zou, R. et Yu, A. (2007) : Analysis of the packing structure of wet spheres by voronoi–delaunay tessellation. *Granular Matter*, 9(6):455–463. Cité page 72
- Yang, H., Rahardjo, H., Leong, E.-C. et Fredlund, D. G. (2004) : Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils. *Canadian geotechnical journal*, 41(5):908–920. Cité page 51
- Yang, R., Zou, R., Dong, K., An, X. et Yu, A. (2007) : Simulation of the packing of cohesive particles. *Computer physics communications*, 177(1):206–209. 2 citations pages 73 et 167
- Yang, R., Zou, R. et Yu, A. (2000) : Computer simulation of the packing of fine particles. *Physical Review E*, 62(3):3900. Cité page 73
- Yu, A., Feng, C., Zou, R. et Yang, R. (2003) : On the relationship between porosity and interparticle forces. *Powder Technology*, 130(1):70–76. 2 citations pages 72 et 73
- Yudhbir, Y. (1982) : Collapsing behavior of residual soils. In *Proceeding 7th Southeast Asia Geotechnical Conference. Hong Kong*, volume 1, pages 915–930. 4 citations pages 22, 23, 24, et 27
- Zapata, C. E., Houston, W. N., Houston, S. L. et Walsh, K. D. (2000) : Soil-water characteristic curve variability. *GEOTECH SPEC PUBL*, (99):84–124. Cité page 38
- Zhao, W., Picard, G., Leu, G. et Singer, P. (2010) : Characterization of single-phase flow through carbonate rocks : Quantitative comparison of nmr flow propagator measurements with a realistic pore network model. *Transport in porous media*, 81(2):305–315. ISSN 0169-3913. Cité page 109
- Zou, R., Xu, J., Feng, C., Yu, A., Johnston, S. et Standish, N. (2003) : Packing of multi-sized mixtures of wet coarse spheres. *Powder technology*, 130(1):77–83. 4 citations pages 72, 73, 76, et 167
- Zou, R.-P., Feng, C.-L. et Yu, A.-B. (2001) : Packing density of binary mixtures of wet spheres. *Journal of the American Ceramic Society*, 84(3):504–508. 3 citations pages 72, 73, et 167
- Zou, Y. (2003) : Ein physikalisches modell der pf-kurve für teilgesättigte grobkörnige böden. *Bautechnik*, 80(12):913–921. Cité page 38

